



## 저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

工學碩士 學位論文

규칙·불규칙파랑하 잠제 주변에서 해저지반 내  
동적응답에 관한 연구

**Regular-Irregular Waves-Induced Seabed Dynamic Responses  
around Submerged Breakwater**



2016年 2月

韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科

羅 承 珉

본 논문을 나승민의 공학석사 학위논문으로 인준함.

위원장 공학박사 김 태 형 (印)

위 원 공학박사 경 갑 수 (印)

위 원 공학박사 김 도 삼 (印)



2016年 2月

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과

나 승 민

# **Regular-Irregular Waves-Induced Seabed Dynamic Responses Around Submerged Breakwater**

by

**Seung Min Na**

**Department of Civil and Environmental Engineering**

**Graduate School**

**Korea Maritime and Ocean University**



## **ABSTRACT**

Recently, the coastal and port structures are used for various applications, these structures and seabed may undergo large excess pore water pressure in the case of long durations of severe wave loading. This excess pore water pressure is occurred in the process that is causing the change in volume of the soil, consequently the seabed may be liquefied. In this study, to evaluate the liquefaction potential on the seabed, numerical analysis was conducted using the expanded 2-dimensional numerical wave tank model to account for a regular and irregular wave fields. In the condition of the regular and irregular wave fields, the dynamic wave pressure acting on the seabed and the surface boundary of the submerged breakwater structure were estimated. Simulation results were used as input data in computer program based in a finite element method



for elasto-plastic seabed response. Simulations evaluated between timed and spatial variations in excess pore water pressure and liquefaction potential in the seabed. From the comparison of results, the other trends and different quantities were in excess pore water pressure, the submerged breakwater around seabed and the seabed below structure. Due to the submerged breakwater, it was found to change in the wave-spectrum. Also, in this study presented by wave characteristics and within the numerical calculation time, under the regular waves seabed liquefaction potential is large, the irregular waves are lower liquefaction potential, due to the reduction in the effective stress was a change in the excess pore pressure ratio.

Additionally, obtained results from liquefaction around pipelines buried in a soil exposed to a progressive wave, the liquefaction potential was lower cause by wave pressure, However appeared the deformation of the seabed and the displacement of the pipeline. It is expected to have a significant effect on the stability of the pipeline.



# 규칙·불규칙파랑하 잠제 주변에서 해저지반 내 동적응답에 관한 연구

羅 承 珉



## 요 약

근래에는 해안·항만구조물들이 다양한 해저지반상에 건설되고 있다. 이러한 구조물과 주변 해저지반에 고파랑이 장시간 작용하는 경우 지반내 흙이 체적변화를 일으키는 과정에서 발생하는 잔류간극수압과 지반표면에 작용하는 동파압의 진동에 의한 진동간극수압으로 인하여 액상화 발생의 가능성이 나타나며, 일단 액상화가 발생되면 종국적으로 구조물의 유실 및 파괴로 이어질 가능성이 높아지게 된다.

본 연구에서는 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 수치해석법을 적용하여 규칙, 불규칙 파동장하 해저지반표면 및 잠제에 작용하는 시간변동의 동파압을 산정하고, 그 결과를 유한요소법에 기초한

탄소성지반응답용 수치해석프로그램에 적용하여 규칙 및 불규칙파동장하 과잉간극수압, 과잉간극수압비 등과 같은 지바거동의 사공간변화로부터 액상화 가능성을 정량적으로 평가한다. 이로부터 잠제가 설치된 주변지반과 그의 하부지반에서 서로 다른 경향의 과잉간극수압의 크기 및 변동특성을 확인할 수 있었으며, 잠제의 영향으로 파랑에너지손실로 인한 스펙트럼분석으로부터 파랑에너지밀도분포와 과잉간극수압의 크기분포에 대한 변화양상을 알 수 있었다. 또한, 본 논문에 제시된 규칙, 불규칙파랑조건과 수치계산시간동안에는 액상화 가능성이 각각 다르게 평가되었으며, 이는 유효응력과 과잉간극수압의 관계를 나타내는 과잉간극수압비의 응답특성으로부터 확인될 수 있었다.

부가적으로, 본 연구에서 적용한 진행파의 조건하 해저지반 내 매설된 파이프라인에서 해저면상에 작용하는 동파압으로 인한 액상화 가능성은 낮지만 구조물과 지반변위가 발생되었으며, 이로부터 파이프라인의 안정성에 영향을 미칠 것으로 판단된다.



# 목 차

ABSTRACT .....	i
요약 .....	iii
목차 .....	v
LIST OF TABLES .....	viii
LIST OF FIGURES .....	ix

## 제 1 장 서론

1.1 연구의 배경 및 목적 .....	1
1.2 연구의 구성 .....	2

## 제 2 장 수치해석이론

2.1 2D-NIT model .....	3
2.1.1 개요 .....	3
2.1.2 기초방정식 .....	4
2.1.3 자유수면추적 .....	5
2.1.4 격자설정방법 .....	5
2.1.5 무반사모델 .....	5
2.1.6 불규칙파랑의 조파 .....	6
2.1.7 2차원수치파동수조의 조파검증 .....	8
2.2 FLIP model .....	8
2.2.1 개요 .....	8

2.2.2 기초방정식 .....	10
2.2.3 해석해와의 비교 및 검증 .....	13

### 제 3 장 진행파동장하 해저지반 내 파이프라인이 매설된 경우 지반의 동적응답해석

3.1 서론 .....	18
3.2 규칙파동장하 해저지반 내 파이프라인이 매설된 경우 지반의 동적응답해석 .....	19
3.2.1 변위 .....	21
3.2.2 과잉간극수압 .....	25
3.2.3 과잉간극수압비 .....	28
3.4 결론 .....	33

### 제 4 장 규칙파동장하 잠제 주변 지반의 동적거동에 관한 수치해석

4.1 서론 .....	34
4.2 계산조건 .....	35
4.2.1 파동부에서 계산조건 .....	35
4.2.2 지반부에서 계산조건 .....	35
4.3 수치해석의 검증 .....	37
4.4 해저지반의 동적응답해석 .....	39
4.4.1 과잉간극수압 .....	39
4.4.2 과잉간극수압비 .....	50
4.5 결론 .....	60

## 제 5 장 불규칙파랑하 잠제 주변에서 해저지반 내 동적응답의 수치해석

5.1 서론 .....	62
5.2 계산조건 .....	63
5.2.1 파동부에서 계산조건 .....	63
5.2.2 지반부에서 계산조건 .....	63
5.3 불규칙파랑의 조파 .....	65
5.4 수위변동 스펙트럼 .....	66
5.5 과잉간극수압 .....	68
5.5.1 과잉간극수압 .....	68
5.2.2 과잉간극수압 스펙트럼 .....	79
5.6 과잉간극수압비 .....	93
5.7 결론 .....	101

## 제 6 장 결론

6.1 진행파동장하 해저지반 내 파이프라인이 매설된 경우 지반의 동적응답해석.....	103
6.2 규칙파동장하 잠제 주변지반의 동적거동에 관한 수치해석.....	104
6.3 불규칙파동장하 잠제 주변에서 해저지반 내 동적응답의 수치해석.....	105

# LIST OF TABLES

Table 2.1. Soil properties (Silt & Clay).....	14
Table 2.2. Wave characteristics.....	15
Table 3.1. Wave characteristics.....	20
Table 3.2. Soil properties (Sand & Gravel).....	20
Table 3.3. Pipe line properties .....	20
Table 3.4. Liquefaction parameter ( SPT N = 25, Fc = 12% ) .....	20
Table 4.1. Rregular wave conditions applied to 2D-NIT model.....	36
Table 4.2. Soil properties used for FLIP model (Sand & Gravel).....	36
Table 4.3. Submerged breakwater properties used for FLIP model.....	36
Table 4.4. Liquefaction parameter ( SPT N = 25, Fc = 12% ) .....	36
Table 5.1. Irregular wave conditions applied to 2D-NIT model.....	63
Table 5.2. Soil properties used for FLIP model (Sand & Gravel).....	64
Table 5.3. Submerged breakwater properties used for FLIP model.....	64
Table 5.4. Liquefaction parameter ( SPT N = 25, Fc = 12% ) .....	64
Table 5.5. FLIP model parameter.....	65

## LIST OF FIGURES

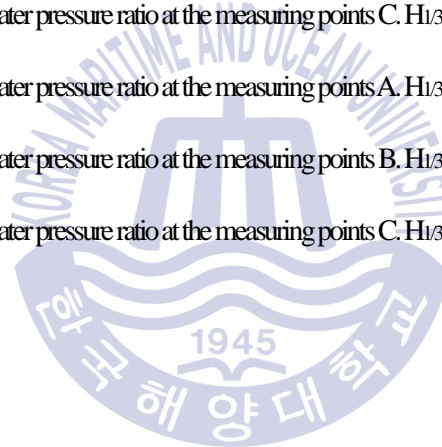
Fig. 2.1 Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT .....	3
Fig. 2.2 Comparison of target and calculated wave profiles at wave source position.....	8
Fig. 2.3 Mechanisms of wave-induced oscillatory and residual excess pore water pressures(Jeng et al., 2006).....	9
Fig. 2.4 Schematic diagram of multi-spring model(Towata and Ishihara, 1985).....	11
Fig. 2.5 Schematic diagram of liquefaction front, state variable $S$ and shear stress ratio(lai et al., 1992a, 1992b). ....	13
Fig. 2.6 Finite element mesh for FLIP model. ....	15
Fig. 2.7. Time history of dynamic wave pressure on seabed.....	15
Fig. 2.8. Comparison of non-dimensional effective stress between Yamamoto model and FLIP model. ....	16
Fig. 2.9. Comparison of non-dimensional excess pore water pressure between Yamamoto model and FLIP model.....	17
Fig. 3.1 Damaged pipeline by soil liquefaction.....	19
Fig. 3.2. Schematic diagram of the pipeline and ground formation domain used for this numerical simulation. ....	20
Fig. 3.3. Time history of dynamic wave pressure on seabed.....	21
Fig. 3.4. Time history of displacement at the measuring points A.....	22
Fig. 3.5. Time history of displacement at the measuring points B.....	23
Fig. 3.6. Deformation of pipeline and seabed( $\times 50$ magnitude). ....	24
Fig. 3.7. Time history of excess pore water pressure at the measuring points A. ....	25
Fig. 3.8. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B. ....	26
Fig. 3.9. Vertical distribution of non-dimensional moment pore water pressure distribution. ....	27
Fig. 3.10. Vertical distribution of non-dimensional moment pore water pressure distribution (Measuring points A).....	27
Fig. 3.11. Vertical distribution of non-dimensional residual pore water pressure distribution.....	28



Fig. 3.12. Time history of excess pore water pressure ratio at points over pipe line.(Measuring points B). ....	30
Fig. 3.13. Time history of excess pore water pressure ratio at points below pipe line.(Measuring points B).....	32
Fig. 4.1. Schematic diagram of the numerical wave tank domain used for this numerical simulation. ....	35
Fig. 4.2. Schematic diagram of the breakwater and ground formation domain used for FLIP. ....	37
Fig. 4.3. Comparison surface elevations between Mizutani et al.(1978) and 2D-NIT model.....	38
Fig. 4.4. Comparison excess pore water pressure Mizutani et al.(1978) and 2D-NIT model. ....	39
Fig. 4.5. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B. H=3cm, T=1.4sec .....	40
Fig. 4.6. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B. H=6cm, T=1.4sec .....	41
Fig. 4.7. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B. H=9cm, T=1.4sec .....	42
Fig. 4.8. Time history of excess pore water pressure at the measuring points C. H=3cm, T=1.4sec .....	43
Fig. 4.9. Time history of excess pore water pressure at the measuring points C. H=6cm, T=1.4sec .....	44
Fig. 4.10. Time history of excess pore water pressure at the measuring points C. H=9cm, T=1.4sec .....	45
Fig. 4.11. Time history of excess pore water pressure at the measuring points D. H=3cm, T=1.4sec .....	46
Fig. 4.12. Time history of excess pore water pressure at the measuring points D. H=6cm, T=1.4sec .....	47
Fig. 4.13. Time history of excess pore water pressure at the measuring points D. H=9cm, T=1.4sec .....	48
Fig. 4.14. Vertical distribution of pore water pressure head versus soil depth, Measuring point B. ....	49
Fig. 4.15. Vertical distribution of pore water pressure head versus soil depth, Measuring point C. ....	49
Fig. 4.16. Vertical distribution of pore water pressure head versus soil depth, Measuring point D. ....	50
Fig. 4.17. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points B. H=3cm, T=1.4sec .....	51
Fig. 4.18. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points B. H=6cm, T=1.4sec .....	52
Fig. 4.19. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points B. H=9cm, T=1.4sec .....	53
Fig. 4.20. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points C. H=3cm, T=1.4sec .....	54
Fig. 4.21. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points C. H=6cm, T=1.4sec .....	55
Fig. 4.22. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points C. H=9cm, T=1.4sec .....	56

Fig. 4.23. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points D. $H=3\text{cm}$ , $T=1.4\text{sec}$ .....	57
Fig. 4.24. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points D. $H=6\text{cm}$ , $T=1.4\text{sec}$ .....	58
Fig. 4.25. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points D. $H=9\text{cm}$ , $T=1.4\text{sec}$ .....	59
Fig. 5.1. Schematic diagram of the numerical wave tank domain used for this numerical simulation .....	63
Fig. 5.2. Schematic diagram of the breakwater and ground formation domain used for FLIP .....	63
Fig. 5.3. Comparison of target and measured wave profiles.....	65
Fig. 5.4. Comparison of target and measured frequency spectrum.....	66
Fig. 5.5. Time-domain distribution of around submerged breakwater with $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	66
Fig. 5.6. Time-domain distribution of around submerged breakwater with $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	67
Fig. 5.7. Comparison of each points water elevation frequency spectrum. $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	67
Fig. 5.8. Comparison of each points water elevation frequency spectrum. $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	68
Fig. 5.9. Time history of excess pore water pressure at the measuring points A. $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	70
Fig. 5.10. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B. $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	71
Fig. 5.11. Time history of excess pore water pressure at the measuring points C. $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	73
Fig. 5.12. Time history of excess pore water pressure at the measuring points A. $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	75
Fig. 5.13. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B. $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	77
Fig. 5.14. Time history of excess pore water pressure at the measuring points C. $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	78
Fig. 5.15. Comparison of pressure frequency spectrum. $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	79
Fig. 5.16. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points A. $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	81
Fig. 5.17. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points B. $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	83
Fig. 5.18. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points C. $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	85

Fig. 5.19. Comparison of pressure frequency spectrum. $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	86
Fig. 5.20. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points A. $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	88
Fig. 5.21. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points B. $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	90
Fig. 5.22. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points C. $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	92
Fig. 5.23. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points A. $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	94
Fig. 5.24. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points B. $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	95
Fig. 5.25. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points C. $H_{1/3}=5\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	96
Fig. 5.26. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points A. $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	98
Fig. 5.27. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points B. $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	99
Fig. 5.28. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points C. $H_{1/3}=9\text{cm}$ , $T_{1/3}=1.4\text{sec}$ .....	100



---

# 1장 서론

---

## 1.1 연구의 배경 및 목적

근래, 파랑으로 인한 해안침식 및 표사이동 등과 같은 해저지반환경문제가 각국 및 각지에서 심각하게 대두되면서 지반환경을 포함한 해안환경보존의 중요성이 일층 강조되고 있다. 해양·항만·해안시설의 보호 및 환경문제의 해결을 위하여 방파제와 잠제 등과 같은 다양한 구조물들이 파랑제어의 목적으로 적용되고 있다. 방파제와 같은 구조물들은 해수유동이 자유롭지 못하다는 환경 측면에서 단점을 가지는 반면, 잠제는 파랑제어라는 원래의 목적에 부합될 뿐만 아니라 해수유동이 자유롭다는 형상적인 특징으로부터 환경 및 생태계의 측면에서도 우수하게 평가되어 잠제에 대한 연구들이 활발히 진행되어 왔다.

잠제와 같은 중력식구조물 하부 해저지반에 고파랑이 장시간 작용하는 경우 흙이 체적 변화를 일으키는 과정에서 발생하는 간극수압 중 정수압을 초과한 과잉간극수압(진동간극수압과 잔류간극수압)이 크게 발생할 수 있고, 이어지는 유효응력의 감소에 의해 구조물 근방의 해저지반 및 구조물 하부지반에 액상화가 발생할 수 있다. 일단, 지반액상화가 발생 및 진행되면 종국적으로 구조물이 파괴될 가능성이 높아진다. 때문에, 파작용에 의한 지반액상화의 여부를 정확히 예측할 필요가 있고, 이러한 지반의 동적거동 특성은 설계에 충분히 반영되어야 한다.

본 연구에서는 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 수치해석법 2D-NIT를 적용하여 해저지반표면 및 구조물의 표면상에서 시간변동의 동파압을 산정하고, 그 결과를 지반의 동적거동을 정밀하게 재현할 수 있는 해저지반응답용의 수치해석프로그램인 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program)의 외력치로 적용하여 해저지반 내에서 과잉간극수압 및 유효응력의 시·공간적인 변화, 이로 인한 액상화 가능성을 정량적으로 평가한다. 또한, 잠제에 대한 해석에 앞서 규칙진행파동장하에서 수치해석프로그램 FLIP의 타당성을 검증하고, 해저지반 내 파이프라인이 매설되어 있는 경우에 지반의 동적응답에 관해서도 평가한다.

## 1.2 연구의 구성

본 연구는 총 6장으로 구성되며, 각 장의 내용은 다음과 같다.

- 1) 제 1장에서는 본 연구의 배경 및 목적에 대하여 서술하고, 연구의 구성에 대하여 간단히 기술한다.
- 2) 제 2장에서는 2차원불규칙수치파동수조 2D-NIT(Two-Dimensional Numerical Irregular wave Tank) model에 기초하여 자유수면을 추적하고, 고파랑에 대한 파랑특성을 예측할 수 있는 수치모델로 규칙파뿐만 아니라 불규칙파에 대한 검토가 가능한 2D-NIT model과 액상화에 따른 지반과 구조물의 안정성을 검토하는 유한요소기반프로그램인 FLIP(Finite element analysis LIquefaction Program) model의 이론적인 배경을 기술한다.
- 3) 제 3장에서는 규칙진행파동장하 해저지반에 파이프라인이 매설되어 있는 경우 지반과 구조물의 동적응답으로부터 해저지반 내 과잉간극수압 및 유효응력의 시·공간적인 변화, 이로 인한 액상화 가능성을 정량적으로 평가한다.
- 4) 제 4장에서는 규칙파동장하 투과성 잠재 주변에서 구조물과 지반의 동적응답으로부터 해저지반 내 과잉간극수압 및 유효응력의 시·공간적인 변화, 이로 인한 액상화가능성을 정량적으로 평가한다.
- 5) 제 5장에서는 불규칙파동장하 투과성잠재 주변에서 구조물과 지반의 동적응답으로부터 해저지반 내 과잉간극수압 및 유효응력의 시·공간적인 변화, 이로 인한 액상화가능성을 정량적으로 평가한다.
- 6) 제 6장에서는 이상으로부터 도출된 중요한 사항을 요약하여 본 논문의 결론으로 한다.
- 7) 끝으로 본 연구에서 참고하고 인용한 주요한 문헌을 수록한다.

## 2장 수치해석이론

### 2.1 2D-NIT model

#### 2.1.1 개요

비압축성의 점성유체에 대한 복잡한 자유수면을 효과적으로 수치모의할 수 있는 VOF법이 제안된 이후, 자유수면을 취급하는 많은 학문분야에서 이를 활용한 연구가 활발하게 진행되고 있다. 특히, VOF법은 쇄파과정 및 쇄파후의 파형변형특성을 수치적으로 재현할 수 있어 해안공학분야에서도 VOF법을 활용한 수치모델이 많이 사용되고 있다. VOF법은 단지 자유수면을 모의하는 기법이므로 해안공학분야에 적용시 파랑의 전달과 반사를 정확하게 모의할 수 있는 효과적인 무반사조건을 포함한 경계조건과 수치조파방법을 결부시켜야 한다. 이러한 수치조파를 수치파동수조로 불리고, VOF법을 활용한 수치파동수조의 연구개발이 활발하게 이루어지고 있다(沿岸開發技術研究セソタ, 2001; Van der Meer et al., 1992; Troch, P., 1997; Hur and Mizutani, 2003; Hur, 2004; 김 등. 2001, 2004, 허 등, 2005).

본 연구에서 적용하는 2차원불규칙파수치파동수조 2D-NIT (Two-Dimensional Numerical Irregular wave Tank) model의 수치파동수조는 Fig. 2.1(그림에서  $L'_0$ 는 목표파의 파장,  $L_a$ 는 부가감쇠영역의 길이,  $\Delta x, \Delta z$ 는 수평 및 연직방향의 격자간격)에 보인 바와 같이 수치파동수조내에서 파의 재반사를 방지하기 위한 개경계처리기법으로 해석영역의 양쪽에 부가감쇠영역을 두고, 해석영역내에 조파를 위한 조파소스를 적용하고 있다.

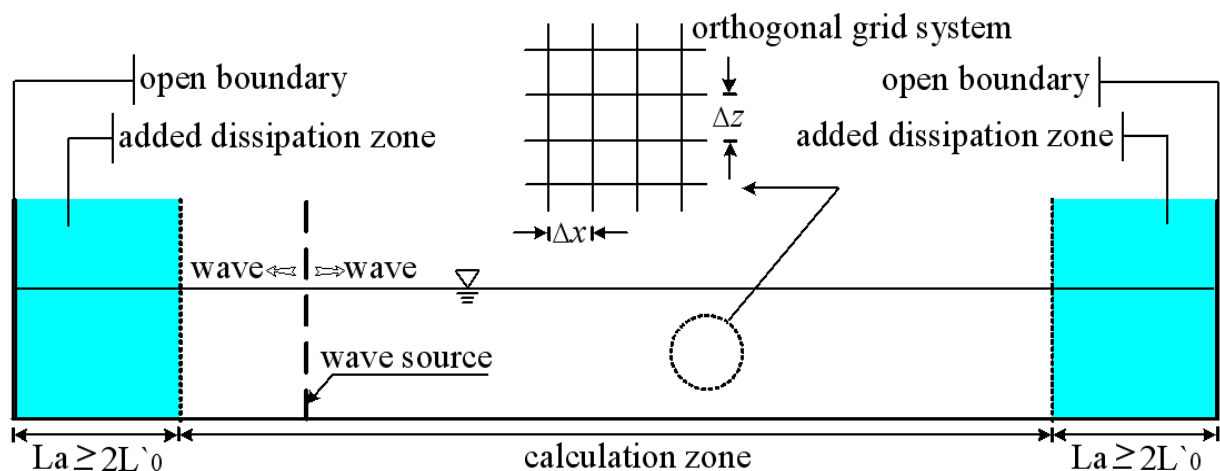


Fig. 2.1. Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT.

## 2.1.2 기초방정식

본 연구의 기초방정식은 2차원비압축성의 점성유체에 대한 다음의 연속방정식 (2.1)과 비압축성의 점성 유체를 대상으로 한 연속식 및 Navier-Stokes 방정식을 PBM (Porous Body Model)에 근거하여 확장한 다음의 식 (2.2)~(2.3)로 주어진다.

$$\frac{\partial \varepsilon_x u}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon_z w}{\partial z} = q^* \quad (2.1)$$

$$\begin{aligned} \lambda_\nu \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uu}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z wu}{\partial z} = & -\frac{\varepsilon_\nu}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \varepsilon_x \nu_e \left( 2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \varepsilon_z \nu_e \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - \beta_x u + uq^* - R_x \end{aligned} \quad (2.2)$$

$$\begin{aligned} \lambda_\nu \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uw}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z ww}{\partial z} = & -\frac{\varepsilon_\nu}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \varepsilon_x \nu_e \left( \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \varepsilon_z \nu_e \left( 2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - \beta_z w + wq^* + \frac{\nu}{3} \frac{\partial q^*}{\partial z} - R_x - \varepsilon_z g \end{aligned} \quad (2.3)$$

여기서,  $q^* = q(z, t)\delta(x - x_s)$ 는 조파지점  $x = x_s$ 에서의 조파소스의 밀도,  $\delta$ 는 Dirac delta 함수,  $t$ 는 시간,  $x, z$ 는 수평 및 연직좌표,  $u, w$ 는 유속의 수평 및 연직성분,  $\rho$ 는 유체의 밀도,  $p$ 는 압력,  $\nu_e$ 는 동점성계수 ( $\nu$ )와 와점성계수( $\nu_t$ )의 합,  $g$ 는 중력가속도,  $\varepsilon_\nu$ 는 체적공극률,  $\varepsilon_x, \varepsilon_z$ 는 각각  $x, z$ 방향의 면적투과율,  $\beta_x, \beta_z$ 는 부가감쇠영역을 제외하고는 0으로 주어지는  $x, z$ 방향에 대한 파랑에너지감쇠계수이다. 그리고  $\lambda_\nu, \lambda_x, \lambda_z$ 는 구조물로부터 받는 관성력의 효과를 나타내며,  $\varepsilon_\nu, \varepsilon_x, \varepsilon_z$  및 관성력계수  $C_M$ 을 사용하면 다음의 식과 같이 주어진다(Sakakiyama and Kajima, 1992).

$$\begin{cases} \lambda_\nu = \varepsilon_\nu + (1 - \varepsilon_\nu)C_M \\ \lambda_x = \varepsilon_x + (1 - \varepsilon_x)C_M \\ \lambda_z = \varepsilon_z + (1 - \varepsilon_z)C_M \end{cases} \quad (2.4)$$

또한,  $R_x, R_z$ 는 등가분포저항으로써 항력항을 항력계수  $C_D$ 와 유속의 비선형항을 도입하면 다음과 같



이 표현될 수 있다(Sakakiyama and Kajima, 1992).

$$\begin{cases} R_x = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - \varepsilon_x) u \sqrt{u^2 + w^2} \\ R_z = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - \varepsilon_z) w \sqrt{u^2 + w^2} \end{cases} \quad (2.5)$$

### 2.1.3 자유수면추적

2D-NIT model에서는 자유수면을 추적하기 위해 marker입자법의 이점을 가지면서 marker입자법의 결점인 계산의 번잡성 등의 결점을 갖지 않는 방법으로 범용성이 높고, 복잡한 표면형상이 해석가능한 Hirt and Nichols(1981)가 제안한 VOF법을 이용한다. VOF함수  $F$ 는 유체의 체적율로 유체영역뿐만 아니라 기체상태의 영역까지 포함하는 전영역으로의 적용이 가능하다. VOF함수  $F$ 는  $0 \leq F \leq 1$ 의 범위를 가지며,  $F=1$ 일 경우는 유체셀로,  $F=0$ 일 경우는 기체셀로,  $0 < F < 1$ 일 경우는 표면셀로 각각 판단되어 자유수면을 추적하게 되며, 다음의 이류방정식 (2.6)에 의해 VOF함수가 이류된다.

$$\frac{\partial(\varepsilon_v F)}{\partial t} + \frac{\partial(\varepsilon_x u F)}{\partial x} + \frac{\partial(\varepsilon_z w F)}{\partial z} = Fq^* \quad (2.6)$$

### 2.1.4 격자설정방법

2D-NIT model는 기초방정식을 유한차분법으로 차분근사하여 수치계산을 수행한다. 그리고 계산영역을 크기가 일정한 직사각형의 격자로 분할하고, 셀 전체에 유체가 있는 경우를 유체셀, 셀 전체에 기체가 있는 경우를 기체셀, 셀내에 유체와 기체가 혼합되어 있는 경우를 표면셀, 셀 전체에 구조물이 있는 경우를 구조물셀로 각각 정의한다. 또한, 셀 주위에는 직접 계산에 이용되지는 않지만 경계처리에 필요한 가상셀을 둔다. 격자를 설정한 후에는 각 셀에서의 유속을 각각 셀 경계인 오른쪽과 위쪽에 위치시키고, 압력, 조파소스의 유량밀도 및 VOF함수를 각각 셀 중심에 위치하도록 하여 변수들이 엇갈리게 격자를 구성하는 교호격자(staggered mesh)를 적용한다.

### 2.1.5 무반사모델

정상상태의 파동장을 얻기 위해서는 장시간의 해석이 필요하게 된다. 개경계(open boundary)는 수치파동수로에서 수치계산을 수행하는데 있어 가장 문제시되는 것으로, 이 때 인위적으로 설정하는 해석영역에 있어서 양단에 미치는 영향을 적극적으로 억제할 수 있는 무반사모델이 필요하게 된다. 따라, 2D-NIT



model에서는 Sommerfield의 방사경계조건과 에너지감쇠대를 적용하여 무반사조건을 실현하고 있다. 에너지감쇠대를 도입하는 무반사모델은 여분의 계산영역이 필요하지만, 여러 파형에 대해 적용가능하고, 동시에 안정한 계산결과가 얻어질 수 있다는 이점이 있다.

## 2.1.6 불규칙파랑의 조파

2D-NIT model은 규칙파뿐만 아니라 불규칙파에 대해서도 계산이 가능한 수치모델로, 2D-NIT model을 이용하여 불규칙파를 검토하는 경우에 조파지점에서의 수위변동 및 물입자속도(수평 및 연직유속)를 사용자가 독자적으로 입력데이터로 작성할 필요가 있다. 일반적으로 불규칙파랑은 선형이론으로부터 얻어진 규칙파의 중첩으로 조파되지만 해석시간이 증가됨에 따라 평균수위가 상승하는 문제가 발생하여 계산이 불가능하게 된다. 따라서, 불규칙파랑의 조파와 같은 장시간의 해석시간이 요구되는 경우에 평균수위의 상승으로 인하여 요구되는 100과 정도의 파수를 얻기까지는 무리가 있을 수 있고, 결과가 얻어졌다고 하여도 신뢰성에 문제가 있다.

본 연구에서는 2D-NIT model을 이용하여 불규칙파를 검토하는 경우에 문제로 지적되는 평균수위상승을 억제하면서 안정적으로 불규칙파가 조파될 수 있는 시스템(Fujiwara, 2005)을 기술한다. 그리고, 불규칙파의 파운동을 디지털방식으로 작성하는 Goda방법에 따른 불규칙파의 조파방법도 간략히 기술한다. 불규칙파의 조파방법은 선형이론으로부터 얻어진 성분파의 주파수에 하나씩 순번을 붙여서 이를 무한급수의 합으로 고려하는 것이다. 조파지점에 있어서는 수면파형  $\eta$ , 수평 및 연직유속 ( $u, w$ )의 시간적인 변동이 필요하게 되며, 이들은 각각 식 (2.7)~(2.9)로 주어진다.

$$\eta(t) = \sum_{m=1}^M a_m \cos(2\pi f_m t - \varepsilon_m) \quad (2.7)$$

$$u(z, t) = \sum_{m=1}^M 2\pi f_m \frac{\cosh k_m(h+z)}{\sinh k_m h} a_m \cos(2\pi f_m t - \varepsilon_m) \quad (2.8)$$

$$w(z, t) = \sum_{m=1}^M 2\pi f_m \frac{\sinh k_m(h+z)}{\sinh k_m h} a_m \sin(2\pi f_m t - \varepsilon_m) \quad (2.9)$$

여기서,  $\varepsilon_m$ 은 random한 위상각,  $f_m$ 은 주파수,  $a_m$ 은 진폭,  $k_m$ 은 파수,  $M$ 은 성분파의 수,  $h$ 는 수심이다. 그리고 연직좌표  $z$ 는 정수면에서 상방향을 (+)으로 취한다.  $\varepsilon_m$  및  $f_m$ 의 선택방법은 후술되며, 진폭  $a_m$ 은 다음의 식 (2.10)으로 정의된다.

$$a_m = \sqrt{2S(f)\Delta f} \quad (2.10)$$

여기서,  $\Delta f$ 는 주파수폭,  $S(f)$ 는 파랑에너지밀도이며, 불규칙파의 스펙트럼은 불규칙파를 모의하는데에 널리 사용되고 있는 식 (2.11)의 Bretshneider-Mitsuyasu(Mitsuyasu, 1970) 스펙트럼을 적용한다.

$$S(f) = 0.257 H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} f^{-5} \exp[-1.03(T_{1/3} f)^{-4}] \quad (2.11)$$

여기서,  $H_{1/3}$ 는 유의파고,  $T_{1/3}$ 는 유의파주기를 각각 나타낸다.

2D-NIT model을 이용하여 불규칙파를 검토하는 경우 해석시간이 증가됨에 따라 평균수위 가상승하는 문제가 지적되고 있고, 본 수치해석에서는 평균수위상승을 억제하는 방법으로 조파지점에서 수평유속을 산출할 때 각 성분파에 대응하는 Stokes파의 질량수송속도(mass transport velocity)를 빼주는 방법을 적용한다(Fujiwara, 2005). 즉 식 (3.8)에서 질량수송속도를 뺀 수평유속  $u(z, t)$ 는 식 (2.12)와 같이 표현된다.

$$u(z, t) = \sum_{m=1}^M \left\{ 2\pi f_m \frac{\cosh k_m(h+z)}{\sinh k_m h} \right\} a_m \cos(2\pi f_m t - \varepsilon_m) - \bar{U}_m \quad (2.12)$$

여기서, Stokes파의 질량수송속도  $\bar{U}_m$ 은 성분파를 나타내는  $m$ 을 제외하여 나타내면 다음의 식 (2.13)과 같이 주어진다.

$$\bar{U}_m = \frac{1}{2} \frac{\pi H_m}{T_m} \frac{\pi H_m}{L_m} \frac{\cosh 4\pi(h + \bar{z}_m)/L_m}{\sinh^2(2\pi h/L_m)} \quad (2.13)$$

여기서,  $\bar{z}_m$ 는 물입자의 평균위치를 나타낸다.

다음으로 난수의 발생은 합동법에 기초하여 난수를 발생시키고, 난수발생은 IMSL(International Mathematical and Statistical Library)의 난수발생기(random number generator)를 사용한다. 이로부터 불규칙파의 각 성분파간의 위상각  $\varepsilon_m$ 은  $[0, 1]$ 사이에 분포하는 난수를 발생시킨 후에 위상을 조정하기 위해  $2\pi$ 를 곱하여  $[0, 2\pi]$ 의 사이에 분포하는 값을 취한다.

주파수의 선택방법은 Bretshneider-Mitsuyasu(Mitsuyasu, 1970)의 스펙트럼에 대해 등에너지로 스펙트럼을 분할할 수 있는 Goda(1985)에 의해 제안된 다음의 식 (2.14)를 이용하여 주파수  $f_m$ 을 선택한다.

$$f_m = \frac{1.007}{T_{1/3}} \{\ln[2M/(2m-1)]\}^{-1/4}, \quad m = 1, \dots, M \quad (2.14)$$

### 2.1.7 2차원수치파동수조의 조파검증

불규칙파의 조파성능을 검증하기 위하여 구조물이 설치되지 않은 수심  $h = 20.0m$ 의 2차원 수치파동수조가 감쇠영역과 해석영역으로 구성되었으며, 격자크기는  $\Delta x = 0.5m$ ,  $\Delta z = 0.5m$ 로 설정)에서 유의파고  $H_{1/3} = 2.2m$ , 유의주기  $T_{1/3} = 8.0sec$ 를 목표로 성분파 150개를 선형중첩하여 불규칙파를 조파하였다. Fig. 2.2는 조파지점에서의 계산파형을 목표한 파형과 비교한 그림으로 장시간의 해석에도 평균수위상승은 크게 나타나지 않으며, 목표한 파형과 비교하여 전체적으로 파형과 위상이 잘 일치한다.

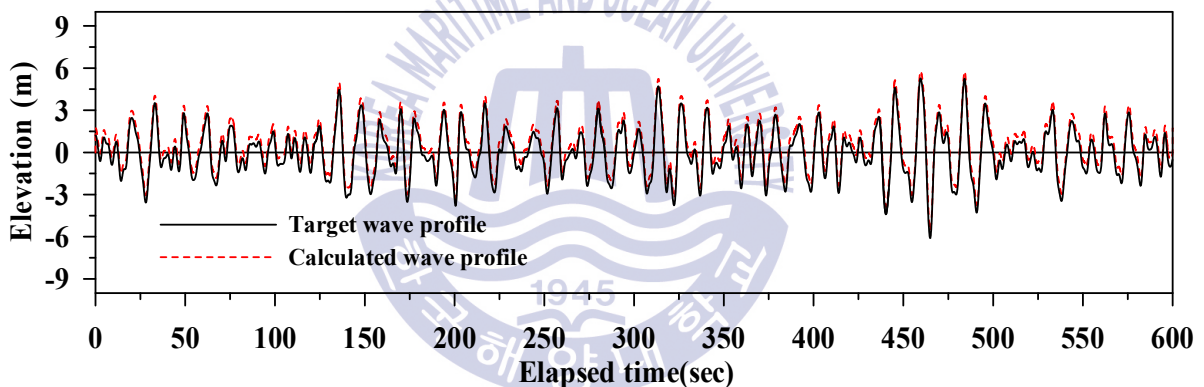


Fig. 2.2. Comparison of target and calculated wave profiles at wave source position.

## 2.2 FLIP model

### 2.2.1 개요

본 연구에 적용하는 FLIP(Finite element Liquefaction Program)모델은 지반내의 간극수를 압축성으로, 흙 골격을 탄소성체로 가정하며, 원래 지진시에 지반액상화 문제를 검토하기 위하여 개발된 다중전단메커니즘을 이용한 2차원유효응력의 유한요소해석모델(lai et al., 1992a, 1992b)이다. 지반액상화와 직접적인 연관을 갖는 파동에 기인한 지반내 과잉간극수압의 변동은 Fig. 2.3에 나타내는 바와 같이 현장계측 및 수리 실험으로부터 다음과 같은 두 형태의 메커니즘이 인식되어 왔다. 첫 번째가 Madsen모델(Madsen, 1978)과 Yamamoto모델(Yamamoto et al., 1978)에서 대표적으로 논의된 진동과잉간극수압(oscillatory pore water pressure)으로, 이는 지반내의 연직깊이에 따라 간극수압의 변화에서 진폭의 감쇠와 위상지연이 수반된다.

두 번째 메커니즘으로 잔류과잉간극수압(residual pore water pressure)을 들 수 있으며, 이는 반복하중하에서 흙의 수축에 의해 야기되는 과잉간극수압의 축적으로 나타난다(Seed and Rahman, 1978; Sumer and Fredsøe, 2002). 이러한 잔류과잉간극수압은 파랑의 작용시간에 비례하여 축적되는 경향을 나타내므로 파랑조건과 해저지반의 특성에 따라 전술한 진동과잉간극수압보다 훨씬 큰 값을 나타내는 경우도 있고, 이로 인한 지반액상화로 지반저항력의 상실을 초래하여 상부구조물이 파괴될 가능성이 높아진다.

한편, 진동과잉간극수압에 의한 일시적인 액상화현상은 지난 수십년에 걸친 많은 연구를 통하여 관련 메커니즘이 거의 규명되었다고 하여도 과언이 아니다. 이와 관련한 대부분의 연구는 Yamamoto et al.(1978) 및 Madsen(1978)의 연구와 유사한 체계를 갖는 무한두께의 다공질탄성지반(porous elastic seabed)과 압축성유체로 구성된 2상매체를 고려하였다. 반면에, Mei and Foda(1981)는 파동으로 인한 진동과잉간극수압에 대해 간략화 된 정식화를 도출하기 위하여 경계층근사를 제시하였지만, 거친 모래에 대해서만 타당성을 갖는 것으로 보고되고 있다(Hsu and Jeng, 1994). 한편, Okusa(1985)는 과잉간극수압에 미치는 해저지반 내 흙의 포화도에 대한 중요성을 입증하고, 이에 따른 액상화 기준을 제시하였다. Jeng(1997)은 해저질내에서 진동과잉간극수압에 관한 일련의 해석해를 유도하였으며, Kianto and Mase(1999) 및 Yui and Ishida(2002)는 교차비등방해저지반(cross-anisotropic seabed)에서 파동으로 인한 과잉간극수압에 대해 간략화 된 새로운 정식화를 제안하였다.

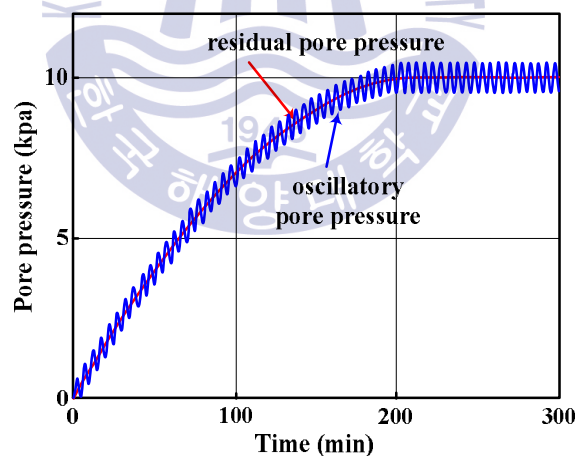


Fig. 2.3. Mechanisms of wave-induced oscillatory and residual excess pore water pressures(Jeng et al., 2006).

한편, 파동으로 인한 과잉간극수압의 축적에 대한 메커니즘의 규명에는 지진시 지반내에서 발생하는 과잉간극수압과 유효응력과 관계(Seed et al., 1975)를 준용하였다. 이에 대한 대표적인 연구로, Seed and Rahman(1978)은 반복전단응력의 분포와 과잉간극수압소산을 고려한 간단한 1차원유한요소모델을 확립하였고, Sekiguchi et al.(1995)는 Laplace변환을 사용하여 중첩파동으로 인한 액상화에 탄소성모델을 제안하였다. 이후, 해저질에서 액상화 후, 진행중인 액상화 및 고밀화에 대한 여러 수치해석모델들이 개발되었

다(Miyamoto, et al., 2004; Sassa and Sekiguchi, 1999; Sassa and Sekiguchi, 2001; Sassa et al., 2001). 수치모델링에 부가하여, McDougal et al.(1989)은 비압축성토질의 가정하에 균질지반층에서 파동으로 인한 과잉간극수압의 축적에 대한 해석해를 제시하였다. 그들은 수정된 Biot압밀방정식(Biot, 1941)에서 소스항을 과잉간극수압비 ( $p/\sigma'_0$ , 여기서  $p$ 와  $\sigma'_0$ 는 반복하중으로 인한 과잉간극수압의 발생과 유효상재하중을 각각 나타낸다)와 반복비 ( $N/N_i$ , 여기서  $N$ 과  $N_i$ 는 반복하중수(the number of cyclic loading)와 액상화에 대한 반복수(the number of cycles)를 각각 나타낸다) 사이의 선형관계를 적용하여 해석해를 유도하였다. 이러한 해석해는 복잡한 파동-지반-구조물의 상호간섭 문제에서 도출된 결과의 정성적 검토 및 수치해석결과의 타당성 검증에 유용하게 사용되어 왔다. 최근에, 유사한 접근법을 사용하여 Cheng et al.(2001), Chen et al.(2005), Jeng et al.(2006, 2010), Jeng and Seymour(2006) 등은 McDougal et al.(1989)의 해석해를 재검토하고 있으며, 또한 Cheng et al.(2001)은 동일한 문제를 검토하기 위하여 수치해석모델을 제안하고 있다.

전술한 바와 같이, 과잉간극수압축적에 관한 연구는 Seed et al.(1975)과 Sumer and Fredsøe(2002)에서 제안된 반복하중과 간극수압발생과의 선형관계에 기초하지만, De Alba et al.(1976)의 실험에 의하면 이의 관계는 선형보다는 비선형의 관계에 있는 것으로 보고되어 있다. 따라서, 보다 고정도의 해석을 위해서는 비선형성의 고려가 가능한 수치해석법을 적용하여야 하며, 대표적인 수치해석법으로 유한요소법에 기초한 Seed and Rahman(1978)의 연구 등을 들 수 있다.

## 2.2.2 기초방정식

FLIP 모델에서는 원형고정경계를 Fig. 2.4와 같은 전단변형영역과 무한개의 가상스프링경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타낸다. 여기서, 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 실제 단순전단메커니즘이라고 할 수 있고, 이는 지반에서 흙의 탄소성에 관한 응력-변형률관계를 잘 묘사할 수 있다.

각 스프링에서 힘과 변위관계는 쌍곡선형태의 하중-변위관계를 따른다. 원의 중심에서 이동점의 변위는 외력에 의해 발생한 전단변형을 나타내며, 절점에 작용외력의 결과로 흙에서 발생하는 전단응력이 나타난다. 여기서, 평면변형상태에서 유효응력과 변형벡터를 다음의 식 (2.15)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{cases} \{\sigma'\}^T = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xz}\} \\ \{\varepsilon'\}^T = \{\varepsilon'_x, \varepsilon'_y, \gamma_{xz}\} \end{cases} \quad (2.15)$$

구성방정식은 기본적으로 식 (2.16)과 같이 주어진다.

$$\{d\sigma'\}^T = [D](\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon_p\}) \quad (2.16)$$

여기서,  $\sigma'$ 는 유효응력,  $\{\varepsilon\}$ 은 변형률,  $\{d\sigma'\}$ 는 유효응력증분,  $\{d\varepsilon\}$ 는 변형률증분,  $[D]$ 는 다음의 식 (2.17)로 정의되고,  $\{d\varepsilon_p\}$ 는 다음의 식 (2.18)으로 주어지는 다일러턴시에 따른 체적변형률증분을 각각 나타낸다.

$$[D] = K\{n^{(0)}\}\{n^{(0)}\} + \sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)} \{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T \quad (2.17)$$

$$\{d\varepsilon_p\} = \{d\varepsilon_p/2, d\varepsilon_p/2, 0\} \quad (2.18)$$

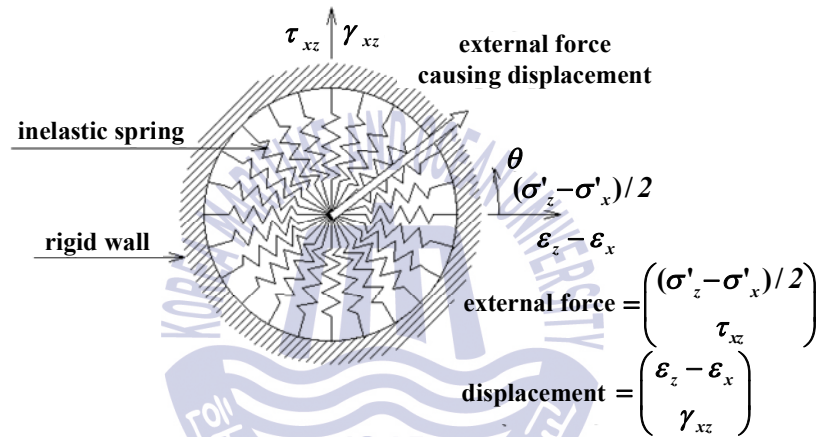


Fig. 2.4. Schematic diagram of multi-spring model(Towata and Ishihara, 1985).

여기서,  $K$ 는 반력계수,  $R_{L/U}^{(i)}$ 은 접선전단계수,  $\sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)} \{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T$ 는 다중전단메커니즘으로, 각 메커니즘  $i=1,2,3,\dots,I$ 는 각각 단순전단메커니즘으로 나타나며, 각각의 단순전단평면의 각도는  $\theta/2$ 이다.  $x$ 축에 관련된 접선전단계수는 복원력특성과 쌍곡선의 응력-변형관계를 나타낸다. 그리고, 식 (2.17)의 우변에서  $\{n^{(0)}\}$ 은 방향벡터,  $\{n^{(i)}\}^T$ 은 다중전단메커니즘의 방향벡터로 각각 다음의 식으로 정의된다.

$$\{n^{(0)}\}^T = \{1, 1, 0\} \quad (2.19)$$

$$\{n^{(i)}\}^T = \{\cos\theta_i, -\cos\theta_i, \sin\theta_i\} \quad \text{for } i=1,2,\dots,I \quad (2.20)$$

여기서,



$$\theta_i = (i-1)\Delta\theta_i \quad \text{for } i=1,2,3,\dots,I \quad (2.21)$$

$$\Delta\theta_i = \pi/I \quad \text{for } i=1,2,3,\dots,I \quad (2.22)$$

과잉간극수압은 반복전단작용에 의해 발생하는 흙의 체적변형과 간극률 및 간극수의 체적탄성계수와 관계로부터 산정되고, (+)다일러턴시의 영향은 Iai et al. (1992a, 1992b)에 의해 제안된 Fig. 2.5의 액상화프론트(liquefaction front)를 이용하여 반복전단작용에 의한 흙의 유효응력감소에 의해 유발되는 반복변동(cyclic mobility) 및 액상화거동을 재현할 수 있으며, 그것의 정식화는 다음과 같이 주어진다.

$$S = S_0 \quad \text{for } r \leq r_3 \quad (2.23)$$

$$S = S_2 \sqrt{(S_0 - S_2) + \{(r - r_3)/m_1\}^2} \quad \text{for } r > r_3 \quad (2.24)$$

여기서,

$$r_2 = m_2 S_0 \quad (2.25)$$

$$r_3 = m_3 S_0 \quad (2.26)$$

$$S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m \quad (2.27)$$

그리고,  $S_0$ 는 전단작용에 의한 하나의 기능으로 정의되며,  $m_1$ 은 파괴선의 기울기, 전단저항각  $\phi'_f$ 는  $m_1 = \sin\phi'_f$ 에 의해 정의된다.  $m_2$ 는 상태변형(phase transformation)각도  $\phi'_p$ 로부터  $m_2 = \sin\phi'_p$ 로 정의되고,  $m_3$ 는  $m_3 = 0.67m_2$ 로 정의되는 상태변형선의 기울기로, 하나의 영역에서 다른 영역으로 자연스럽게 변형되기 위한 것이며, 실제 응력경로 형태와의 조화에 의해 결정된다. 그리고, Fig. 2.5에서  $S$ 는 비배수 상태에 대한 일정 구속압에서 유효응력변화를 의미하고,  $r$ 은 전단응력비이며, 후술하는 초기유효응력은  $\sigma'_0 = (\sigma'_{x0} + \sigma'_{z0})/2$ 로 정의된다.

이상에서는 지반거동해석 프로그램인 FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b)의 이론적인 배경의 개요를 기술하였으며, FLIP모델에 의한 수치해석결과는 지진시 구조물의 손상에 대한 예측결과와 비교 및 검토로부터 검증되었다(Sawada et al., 2000; Ozutsumi et al., 2002; Iai et al., 1992a, 1992b).

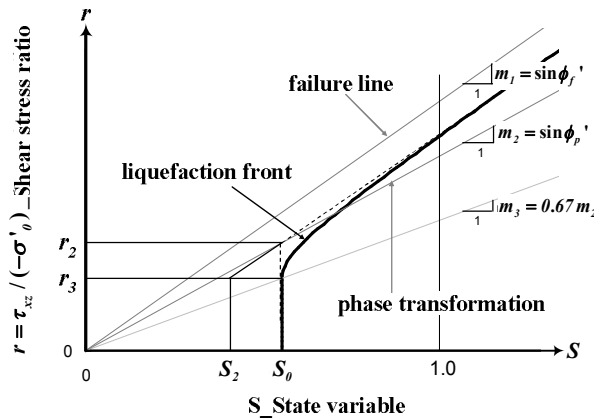


Fig. 2.5. Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(Iai et al., 1992a, 1992b).

### 2.2.3 해석해와의 비교 및 검증

앞서 언급한 FLIP 모델은 지진의 경우에는 실현장의 설계와 문제해결에 널리 사용되고 있지만, 아직까지 고파랑의 파동장하에서 파동으로 인한 지반내 액상화문제에 적용된 예는 거의 없는 것으로 판단되며, 파랑하중하 지반내 진동과잉간극수압과 잔류과잉간극수압의 발생메커니즘은 지진의 경우와 동일하므로 (Seed et al., 1975) 파동으로 인한 지반액상화의 문제해결에 그의 적용성이 기대된다. 진행파동장하 해저지반 표면에 작용하는 시간변동의 파압(미소진폭파이론)을 FLIP의 외력으로 적용하여 산출된 수치해석결과와 기존의 해석해(Yamamoto, 1978)를 비교 및 검토하였다.

해저지반과 상부파동장이 접하는 경계면상에서 시간변동의 압력은 Bernoulli의 에너지보존방정식으로부터 다음과 같이 산정된다.

$$P_0 = -\rho g z + \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad (2.28)$$

여기서,  $H$ 는 입사파고,  $k$ 는 파수,  $h$ 는 수심이다. 식 (2.28)로부터 진행파동장하 해저지반 표면에 작용하는 시간변동의 파압을 산정하여 이를 FLIP모델의 해저지반상에 외력치로 하였으며, 산출되는 과잉간극수압(진동성분)과 유효응력 등의 수치해석결과의 타당성을 검증하기 위하여 기존의 해석해(Yamamoto et al., 1978)와 비교한다.

먼저, Fig. 2.6은 지반 폭 11.2m, 지반 깊이 10m, 수심 0.6m의 FLIP모델에 적용되는 유한요소격자망이며, 지반은 Table 2.1의 Silt & Clay의 물성치가 적용되었다. Fig. 2.7은 Table 2.2의 진행파 특성치를 식 (2.28)에 대입하여 산정한 FLIP모델에서 해저지반 표면 적용되는 외력파압의 시계열이다. FLIP모델에서는 제시된 지반물성치 이외에 액상화 파라미터의 값이 요구된다. 여기서, Yamamoto모델에서는 표면에서 모



래표류와 파랑에 의한 모래지반의 액상화를 피하기 위해서 파고와 파형경사를 적게 하였으므로 FLIP모델에 적용되는 외력파압 산정 시에도 파고와 파형경사를 작게 하였으며, 따라서 액상화 파라미터 값도 모두 0으로 가정하였다. Biot의 3차원압밀이론(Biot, 1941)에 기초하여 흙골격에 다공성탄성체를, 간극수에 압축성을, 그리고 간극수의 흐름에 등방성과 Darcy법칙을 적용하고 있는 Yamamoto et al.(1978)에 의한 해석결과와 FLIP모델에 의한 수치해석결과를 비교한 것이 Fig. 2.8~2.9이다. 그림에서 완전포화된 무한깊이의 수평지반을 대상으로 하는 Yamamoto모델에 의한 무차원최대수평 및 연직유효응력, 그리고 무차원과 잉간극수압은 다음의 식으로 주어진다(Yamamoto et al., 1978).

$$\frac{\sigma'_x}{P_0} = -\frac{\sigma'_z}{P_0} = kze^{-kz}e^{i(kx+\omega t)} \quad (2.29)$$

$$\frac{P}{P_0} = e^{-k'z}e^{i(kx+\omega t)} \quad (2.30)$$

여기서,  $\sigma'_x$ 는 수평유효응력,  $\sigma'_z$ 는 연직유효응력,  $p_0$ 는 해저면상에서 파의 최대동압을 각각 나타내며,  $k$ 는 파수,  $i = \sqrt{-1}$ ,  $\omega$ 는 각주파수,  $k'$ 는 다음의 식으로 정의되는 상수이다.

$$k'^2 = k^2 + i\frac{\gamma}{K'}\omega\left\{\frac{n}{K'} + \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)G}\right\} \quad (2.31)$$

여기서,  $\gamma$ 는 간극수의 단위중량,  $K'$ 는 겉보기체적계수,  $n$ 은 공극율,  $\nu$ 는 흙의 Poisson비,  $G$ 는 흙의 전단계수를 각각 나타낸다.

식 (2.29)로부터 수평 및 연직무차원최대유효응력  $|\sigma'_x/p_0|, |\sigma'_z/p_0|$ 은 파수  $k$ , 즉 주기와 수심만의 함수로 나타나지만, 무차원최대과잉간극수압은 식 (2.31)에서 정의되는  $k'$ 의 함수로 주어진다는 것을 알 수 있다. 여기서, 지반의 깊이에 따른 수평 및 연직무차원최대유효응력의 연직최대치는 다음의 식으로 주어지는 연직위치에서 발생된다는 것을 간단한 연산으로 알 수 있다.

$$kz = 1 \quad (2.35)$$

Table 2.1. Soil properties (Silt & Clay)

Poisson ratio	Porosity	Shear Modulus	Bulk Modulus	Angle of internal friction
0.45	0.469	$4.8 \times 10^2 \text{ kPa}$	$1.9 \times 10^6 \text{ kPa}$	$15^\circ$

Table 2.2. Wave characteristics.

Wave type	h (m)	H (m)	T (sec)
Progressive wave	0.6	0.05	1

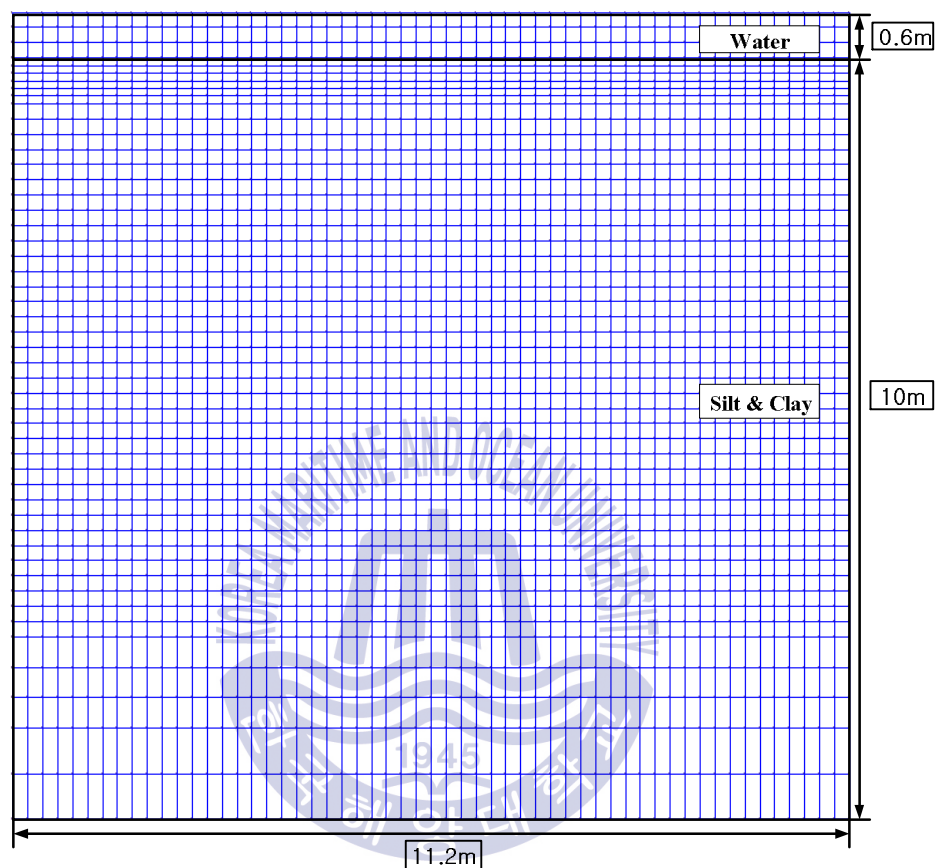


Fig. 2.6. Finite element mesh for FLIP model.

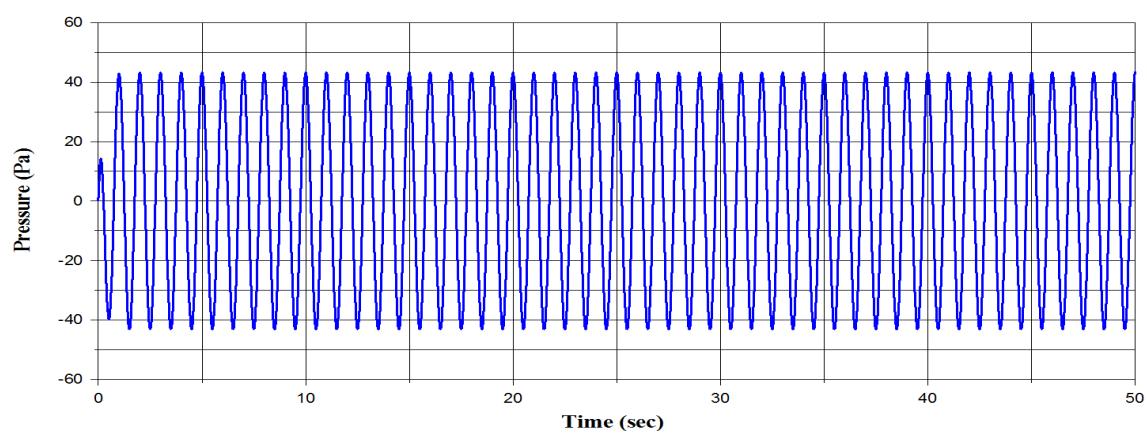


Fig. 2.7. Time history of dynamic wave pressure on seabed.

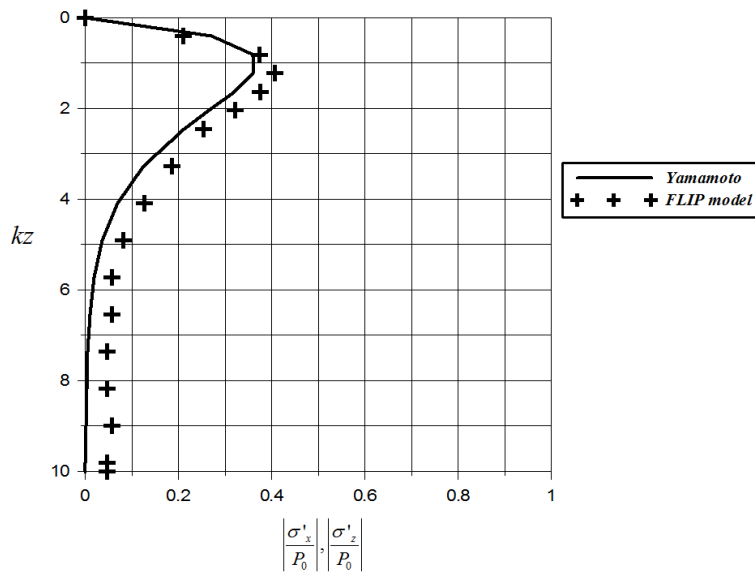


Fig. 2.8. Comparison of non-dimensional effective stress between Yamamoto model and FLIP model.

식 (2.29)와 식 (2.30)에 나타난 결과가 Fig. 2.8의 Yamamoto모델의 결과에 반영되어 있다. 즉,  $kz=0$ (해저지반표면)으로부터  $kz \approx 1$ 지점까지  $|\sigma'_x/p_0|, |\sigma'_z/p_0|$ 은 점차 커지고, 최대 수평 및 연직유효응력의 값은  $kz=1$ 에서 발생한다.  $kz=1$ 의 결과를 식 (2.29)에 대입하면 무차원최대유효응력의 최대치는 0.36788로 산정되며, 이는 Fig. 2.8에서 나타난 Yamamoto모델의 결과로부터 확인 할 수 있다.  $kz > 1$  구간은 감소하는 경향을 나타내며 무차원최대유효응력의 값이 점차적으로 0의 값에 가까워지는 것을 알 수 있다.

한편, Table 2.1의 조건하에 산정된 FLIP모델의 결과를 살펴보면 무차원최대연직유효응력이  $kz=1$ 의 근방에서 연직최대치가 나타나고,  $kz=1$ 을 중심으로 연직방향의 상하로 갈수록 감소하는 경향은 Yamamoto모델의 경우와 동일하지만, 연직방향에 대해 전체적으로 Yamamoto모델의 경우보다 약간 큰 값을 나타낸다. 두 모델에서 이러한 차이는 기본적으로 지반내에서 흙골격에 대한 거동이론의 차이에 기인하는 것으로 판단된다. 즉, Yamamoto모델은 지반내 흙골격을 다공성탄성체로 가정함으로써 무차원최대유효응력이 흙의 물성치와 관계없는 결과를 나타내지만, 실질적으로 다공성탄성체라기보다 FLIP모델에서 고려하는 탄소성체에 가까운 거동을 나타낼 것이므로 흙의 물성치가 결과치에 다소 영향을 미친 것으로 판단된다.

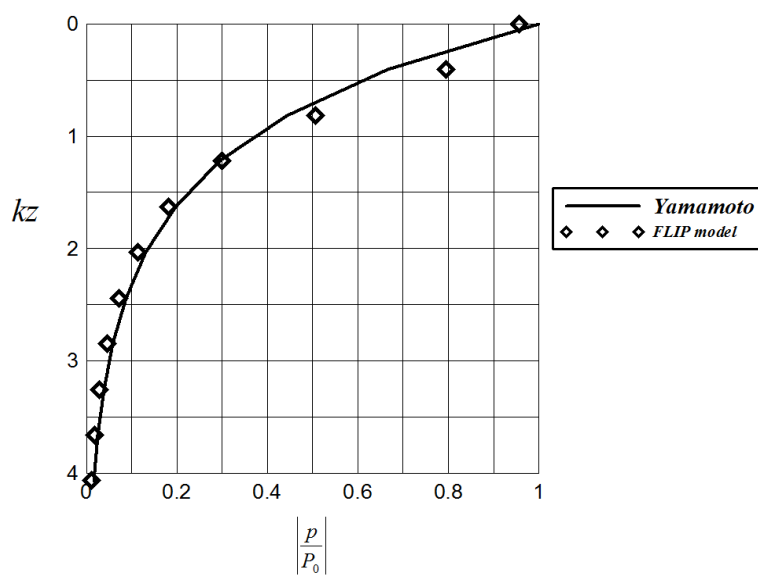


Fig. 2.9. Comparison of non-dimensional excess pore water pressure between Yamamoto model and FLIP model.



# 3장 진행파동장하 해저지반 내 파이프라인이 매설된 경우 지반의 동적응답해석

## 3.1 서론

근래에는 파이프라인과 같은 해저매설구조물들이 작은 규모로는 지역간, 큰 규모로는 국가간 에너지자원이송 및 정보전달을 위하여 다양하게 이용되고 있다. 이러한 해저매설구조물들은 지진, 고파랑, 해저지반붕괴와 같은 자연재해에 직·간접적으로 노출되게 있고, 이로 인하여 Fig. 3.1과 같이 구조물이 파괴 및 유실되는 일이 빈번하게 발생되고 있다. 이는 매우 큰 경제적 손실을 일으킬 뿐만 아니라 파이프의 파괴로 인하여 원유 및 가스가 해양으로 바로 유출되는 심각한 해양 생태계 오염문제를 일으키기도 한다. 이의 원인으로 구조물의 직접전단, 부등침하와 같은 경우 등을 들 수 있지만, 보다 직접적인 원인중의 하나로 해저지반에 파랑이 장시간 작용하는 경우 흙이 체적변화를 일으키는 과정에서 발생하는 해저지반의 과잉간극수압 및 유효응력 변화에 의한 지반액상화를 지목할 수 있다.

진동과잉간극수압과 잔류과잉간극수압의 합으로 표현되는 과잉간극수압은 장시간의 파작용하에서 커지고, 이에 따라 유효응력이 감소하여 궁극적으로 지반액상화가 발생하게 된다. 특히, 액상화는 주로 해저지반과 구조물이 접하는 해역에서 크게 발생 및 발달하고, 액상화된 토립자는 저항력을 소실하기 때문에 결국에 지반구속력의 감소에 의해 파이프가 지반표면으로 부상되거나 더 깊게 침하되는 현상이 나타나게 되고, 종국에는 구조물의 파괴로 이어질 수 있다. 따라서, 구조물과 지반부가 접하는 해저지반에서 파작용에 의한 지반액상화의 발생여부를 정확히 예측할 필요가 있고, 동시에 이러한 지반의 동적거동특성을 설계에 충분히 반영할 필요가 있다.

본 연구에서는 진행파동장하 해저지반 표면에 작용하는 시간변동의 과압(미소진폭파이론)을 지반의 동적거동을 정밀하게 재현할 수 있는 수치해석프로그램(Finite element analysis LIquefaction Program(이하 FLIP); Iai et al., 1992a, 1992b)의 외력으로 적용하여 파이프라인이 매설된 해저지반 내에서 과잉간극수압의 시공간변화, 액상화가능성, 그리고 지반의 시간변형을 정량적으로 평가한다.



Fig 3.1. Damaged pipeline by soil liquefaction.

### 3.2 규칙파동장하 해저지반 내 파이프라인이 매설된 경우 지반의 동적응답해석

Fig. 3.2는 FLIP모델에 적용된 수심 40m, 지반깊이 40m, 지반폭 50m의 유한요소격자망이며, 파이프의 반지름은 0.52m, 매설깊이는 해저지반 표면으로부터 1m이다. 결과값의 산정위치는 파이프로부터 15m 이격된 지반(Measuring Points A)과 파이프 중간위치의 지반(Measuring Points B)에서 깊이에 따라 과잉간극수압, 과잉간극수압비, 유효응력, 변위 등을 산정하였다. FLIP모델의 외력으로 적용되는 동파압은 식 (3.1)에 Table 3.1의 진행파 특성치를 대입하여 해저지반에 작용하는 동파압을 산정하였으며, 파압의 시계열을 Fig. 3.3에 나타내었다. 그림으로부터 해저지반에 진행파의 주기마다 24kPa ~ -24kPa의 규칙적인 압력이 해저지반에 작용하는 것을 알 수 있으며, Table 3.2는 FLIP모델에 적용되는 지반물성치로 지반의 종류는 모래와 자갈로 이루어진 해저지반이다. 또한, 해저지반에 매설된 파이프의 물성치는 다음의 Table 3.3과 같으며 해저지반 표면으로부터 매설깊이는 1m이다. FLIP모델에서는 아래 제시된 지반물성치 외 액상화 특성을 규정하는 액상화파라미터라는 값들이 요구되며, 이들 파라미터는 반복삼축시험, 반복단순전단시험, 중공원통공시체를 사용한 반복비틀림시험 등, 어느 것이든지 반복전단시험을 실시하고, 그 결과에 기초하여 응력경로, 액상화저항곡선, 과잉간극수압의 상승곡선 및 변형율진폭의 증가곡선으로부터 총 6개의 파라미터( $\phi_p$ ,  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $w_1$ ,  $c_1$ ,  $S_1$ )를 결정하게 된다. 액상화 파라미터에 관하여 간단히 설명하면  $\phi_p$ 는 변상각,  $w_1$ 은 액상화특성 전체를 규정하는 파라미터,  $p_1$ 은 액상화특성 전반을 규정하는 파라미터,  $p_2$ 는 액상화특성 후반을 규정하는 파라미터,  $c_1$ 은 액상화발생의 하한치를 규정하는 파라미터,  $S_1$ 은 액상화발생의 종국상태를 규정하는 파라미터이다. 본 연구에서는 FLIP모델의 구성 프로그램인 FLIPsim프로그램으로 액상화파라미터들을 산정하였으며, 액상화파라미터를 산정하기 위하여 표준관입시험(SPT)의 N치를 25, 지반의 세립토율( $F_c$ )을 12%로 가정하였고, 산정된 액상화파라미터는 아래의 Table 3.4와 같다.

$$P_o = -\rho g z + \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad (3.1)$$



Table 3.1. Wave characteristics.

Wave type	h (m)	H (m)	T (sec)
Progressive wave	40	10	12.5

Table 3.2. Soil properties (Sand & Gravel)

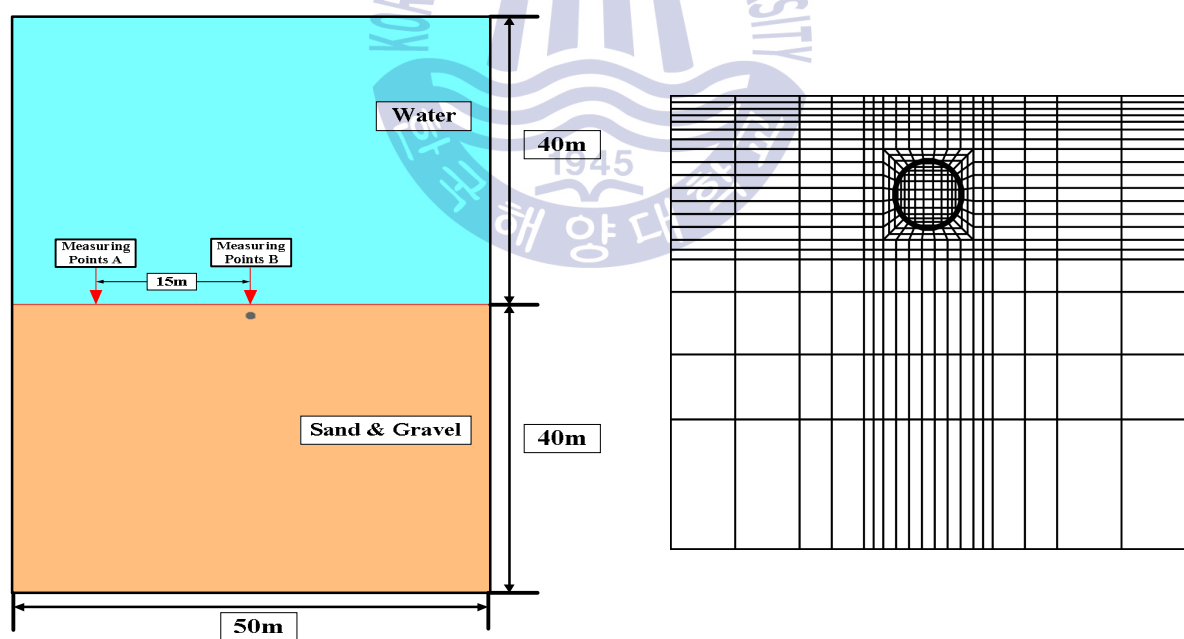
Poisson ratio	Porosity	Shear Modulus	Bulk Modulus	Angle of internal friction
0.4	0.4	$2.5 \times 10^4 \text{ kPa}$	$1.167 \times 10^5 \text{ kPa}$	$35^\circ$

Table 3.3. Pipe line properties

R(m)	Poisson ratio	Young's Modulus	Density of pipe	Burial depth (m)
0.52	0.2	$3.0 \times 10^7 \text{ kPa}$	$2100 \text{ kg/m}^3$	1.0

Table 3.4. Liquefaction parameter ( SPT N = 25, Fc = 12% )

$\phi_p$	$w_1$	$p_1$	$p_2$	$c_1$	$S_1$
$28^\circ$	0.005	52.43	0.5	0.384	0.187



(a) Schematic diagram used for FLIP model

(b) Pipeline finite element mesh used for FLIP model

Fig. 3.2. Schematic diagram of the pipeline and ground formation domain used for this numerical simulation.

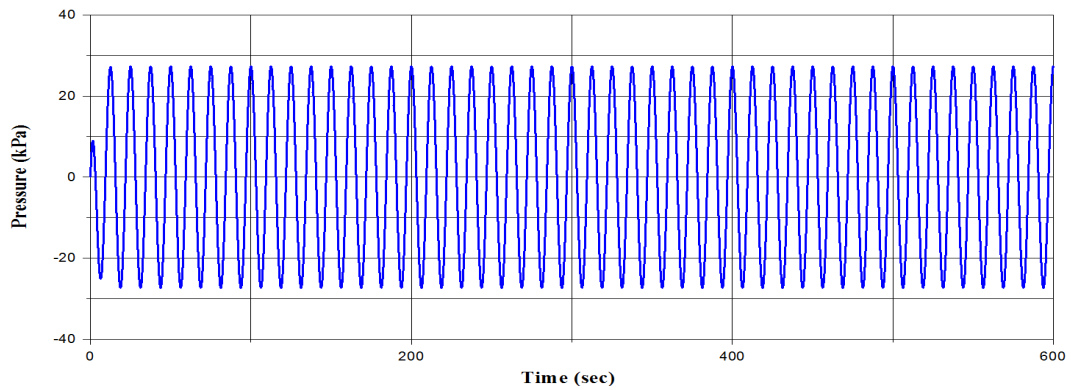
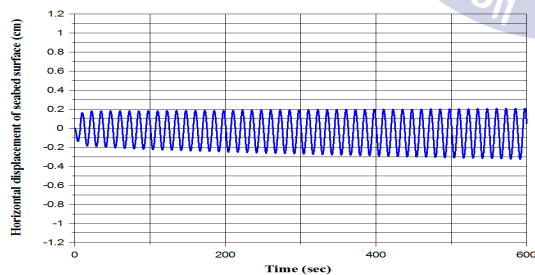


Fig. 3.3. Time history of dynamic wave pressure on seabed.

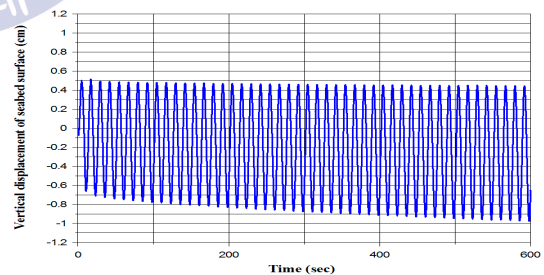
### 3.2.1 변위

탄소성지반에서 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로, 유한요소해석법을 적용하는 FLIP 모델(Iai et al., 1992a, 1992b)로부터 이하에 나타내는 해저지반 내 동적응답(과잉간극수압, 과잉간극수압비, 유효응력, 변위)을 수치적으로 계산하였다. 이 때, 하부경계조건과 좌우경계조건으로 구분되는 지반경계에 대해 하부경계조건은 수평변위를 허용하고 수직변위를 구속조건으로, 좌우경계조건은 수직변위의 허용과 수평변위의 구속조건으로 각각 모델링하였다.

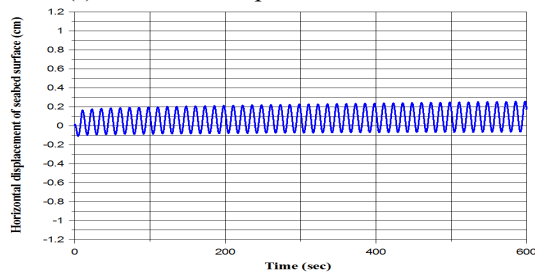
Fig. 3.4~5는 본 수치해석에서 파이프로부터 15m이격된 지반(A측정지점)과 파이프 중간위치에 지반(B측정지점)에서 깊이별로 시간경과에 따른 동적변위를 나타낸 것으로, 각각 x축의 수평변위 및 y축의 연직변위를 나타낸다.



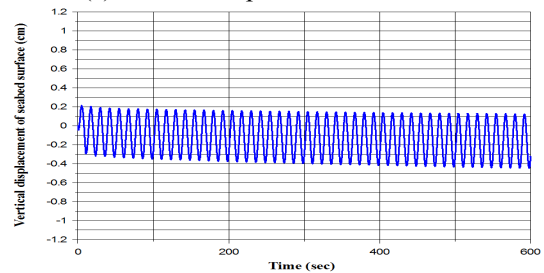
(a) Horizontal displacement,  $z = 0.0\text{m}$



(b) Vertical displacement,  $z = 0.0\text{m}$

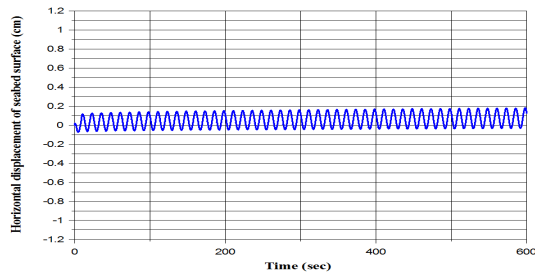


(c) Horizontal displacement,  $z = 20.0\text{m}$

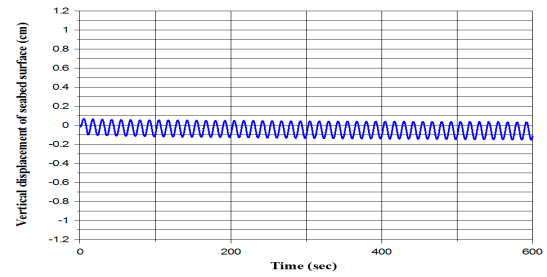


(d) Vertical displacement,  $z = 20.00\text{m}$





(e) Horizontal displacement,  $z = 40.0\text{m}$

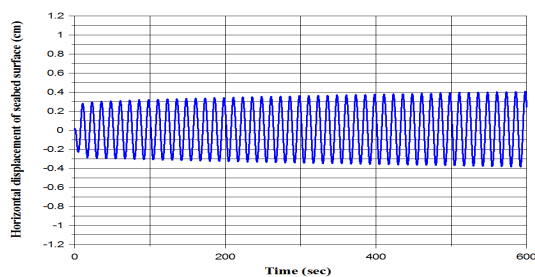


(f) Vertical displacement,  $z = 40.0\text{m}$

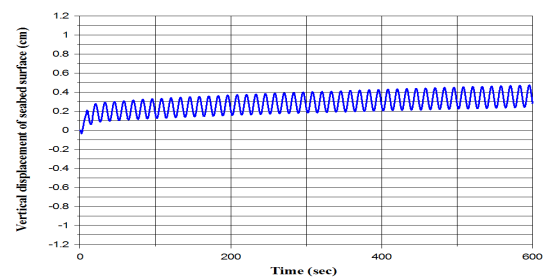
Fig. 3.4. Time history of displacement at the measuring points A.

먼저, 측정지점 A에서 깊이에 따른 변위를 비교하면, 시간경과에 따른 값의 변화는 주기적인 운동을 나타낸다. 전반적으로 수평변위보다 연직변위가 크게 나타나며 깊은 깊이에서는 수평변위가 연직변위보다 크게 나타나지만 거의 비슷한 값을 갖는 것을 확인할 수 있다. 깊이에 따른 변위의 차이를 비교하면, 깊이가 깊어짐에 따라 변위값이 작아지는 경향은 수평변위보다 연직변위가 크게 줄어드는 것을 알 수 있다. 또한 연직변위량이 시간에 경과함에 따라 점점 음의 값으로 감소하는 것을 알 수 있고, 이로부터 지반이 시간의 경과에 따라 침하되고 있다는 것을 알 수 있다.

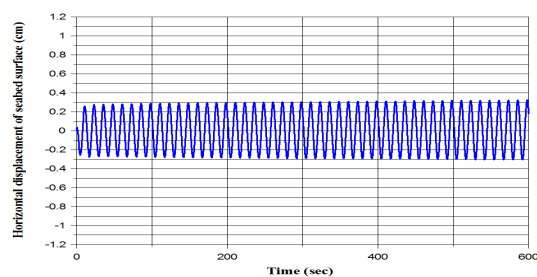
다음으로 측정지점 B를 비교하여 보면, 측정지점 B에서의 변위값들도 시간경과에 따른 값의 변화는 주기적인 운동을 수행하며, 측정지점 A와는 다르게 전반적으로 수평변위가 연직변위보다 크게 나타나는 것을 알 수 있고, 깊은 깊이에서 연직변위는 거의 나타나지 않는 것을 알 수 있다. 또한 측정지점 A와 측정지점 B에서 가장 두드러지게 나타나는 차이점은 연직변위의 변화양상인데, 측정지점 B의 경우 파이프의 존재가 지반의 변위에 제한적으로 영향을 미쳐 양의 값의 변위만을 나타내며, 이러한 경향으로부터 부상현상이 나타날 것으로 판단된다.



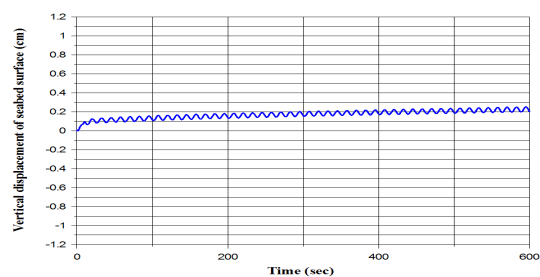
(a) Horizontal displacement,  $z = 0.0\text{m}$



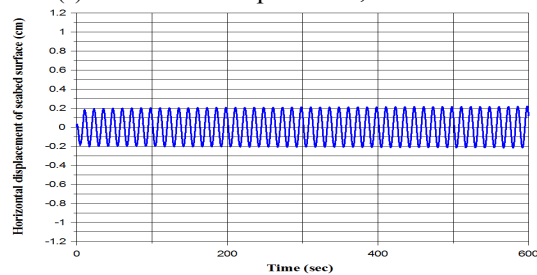
(b) Vertical displacement,  $z = 0.0\text{m}$



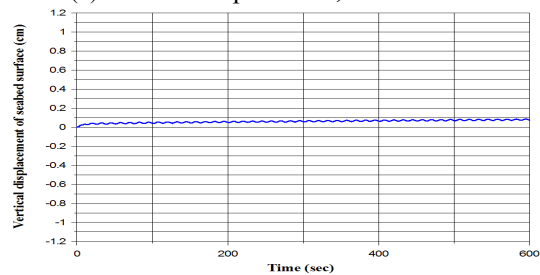
(c) Horizontal displacement,  $z = 20.0\text{m}$



(d) Vertical displacement,  $z = 20.00\text{m}$



(e) Horizontal displacement,  $z = 40.0\text{m}$



(f) Vertical displacement,  $z = 40.0\text{m}$

Fig. 3.5. Time history of displacement at the measuring points B.

이상에서 언급한 지반의 연직변위와 수평변위 및 언급되지 않은 해저지반의 각 절점에서 변위까지 포함하여 시간이 진행됨에 따라 파이프 주변의 변형단면을 나타낸 것이 Fig. 3.6이다. 여기서, 파선이 원래 지형이고 실선이 변위를 나타내며, 각 절점에서 변위량이 매우 작기 때문에 결과치를 50배하여 나타낸 것임을 유의하기 바란다.

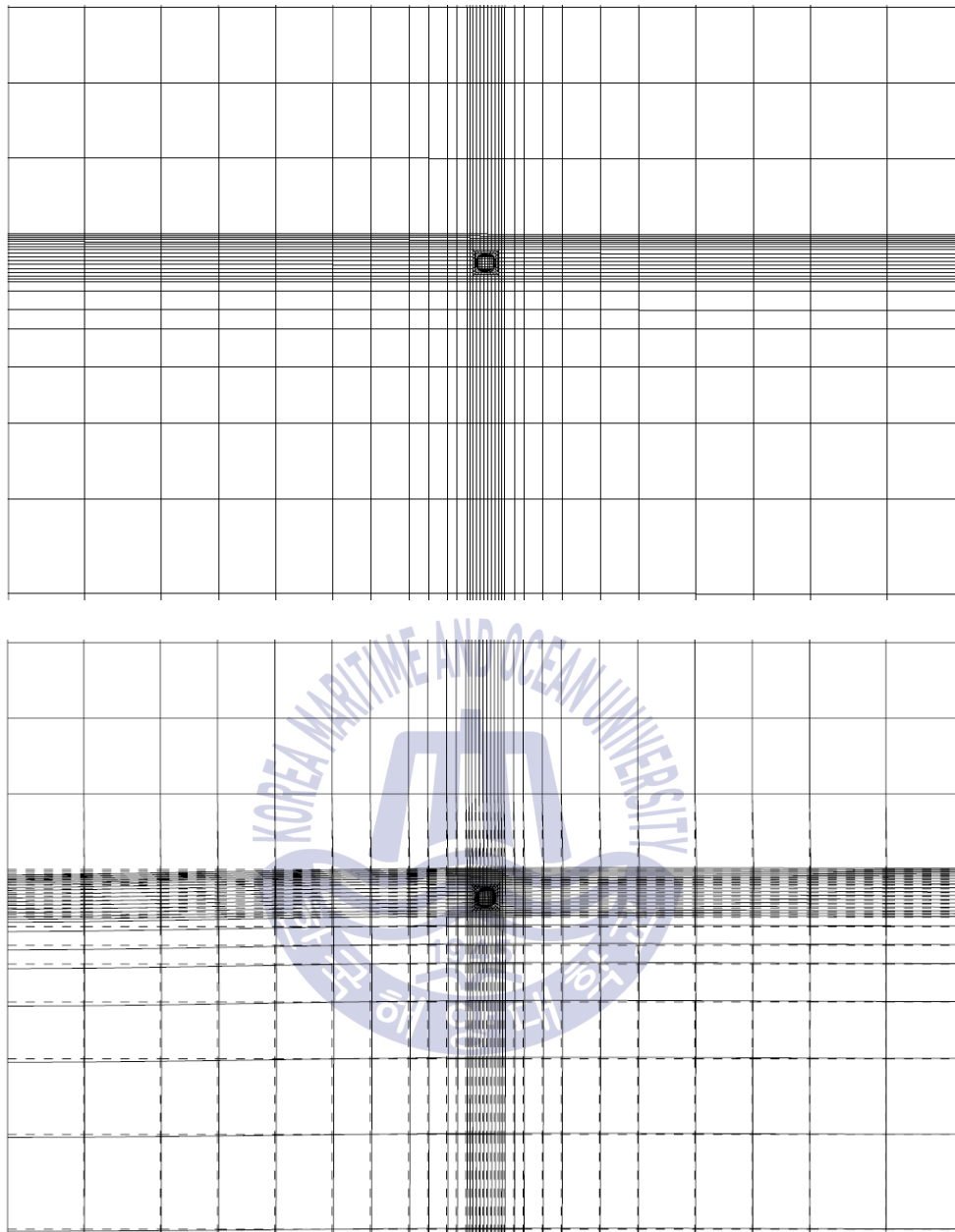


Fig. 3.6. Deformation of pipeline and seabed( $\times 50$  magnitude).

### 3.2.2 과잉간극수압

#### (1) 진동과잉간극수압

Fig. 3.7은 파이프로부터 15m 이격된 지반(Measuring Points A)에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압의 그래프이며, Fig. 3.8은 파이프 중간위치의 지반(Measuring Points B)에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압의 그래프이다.

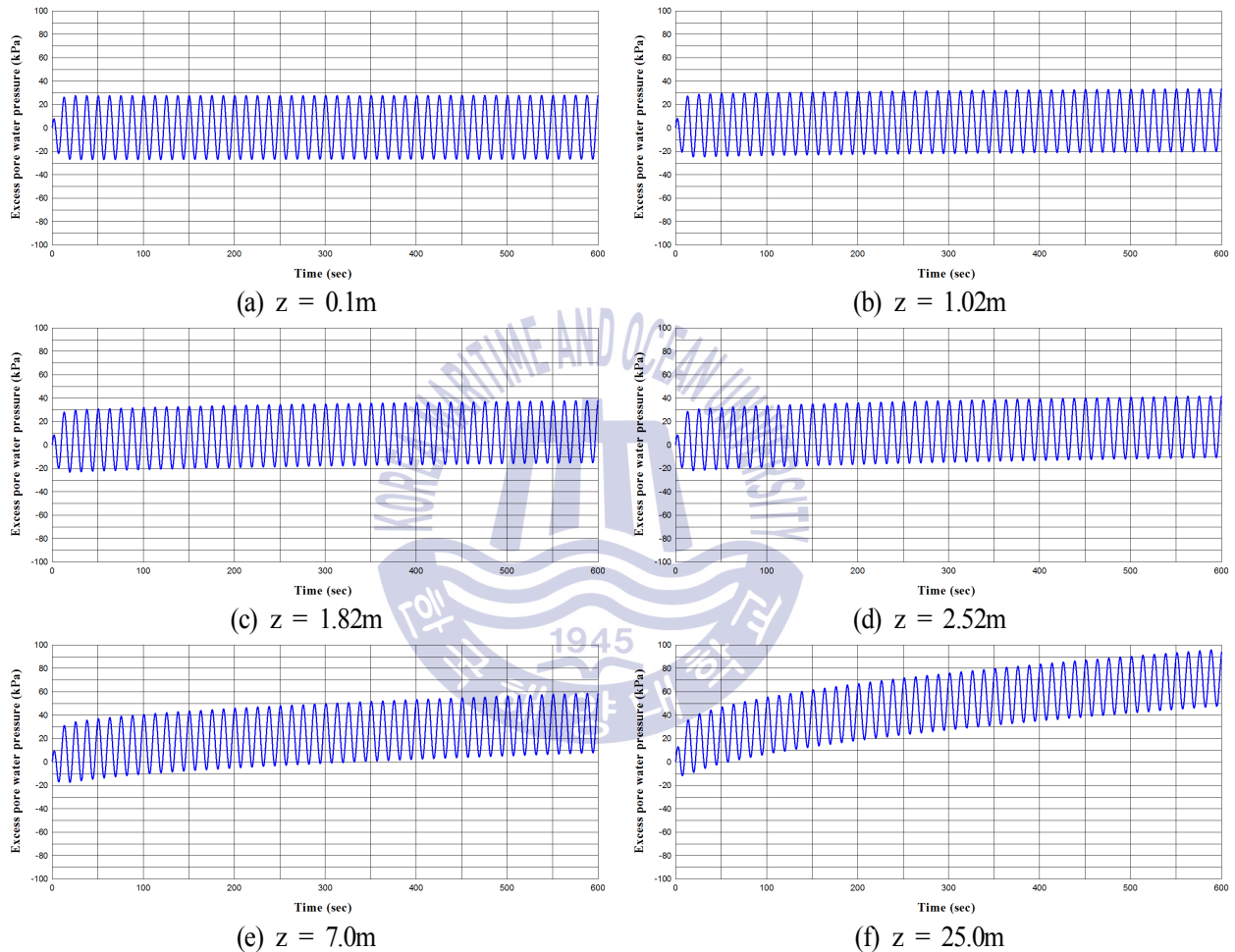


Fig. 3.7. Time history of excess pore water pressure at the measuring points A.

Fig. 3.7~8로부터 해저지반표면( $z=0.1\text{m}$ )에서의 진동과잉간극수압(진동성분)의 크기는 해저지반에 작용하는 외력(진동성분)의 크기와 일치하며, 지반의 깊이가 깊어짐에 따라 크기가 작아지는 경향이 나타난다. 잔류과잉간극수압(잔류성분)은 해저지반표면에서는 나타나지 않았고, 지반의 깊이가 깊어짐에 따라 잔류성분이 크게 나타나 과잉간극수압값이 크게 되는 것을 알 수 있다. 이러한 경향들을 보다 쉽게 파악하기 위하여 지반의 깊이에 따른 진동과잉간극수압과 잔류과잉간극수압의 변화양상, 파이프로부터 15m 이격된

지반(Measuring Points A)과 파이프 중간위치의 지반(Measuring Points B)간의 차이를 비교하기 위하여 연직분포로 나타낸 것이 Fig. 3.9이다.

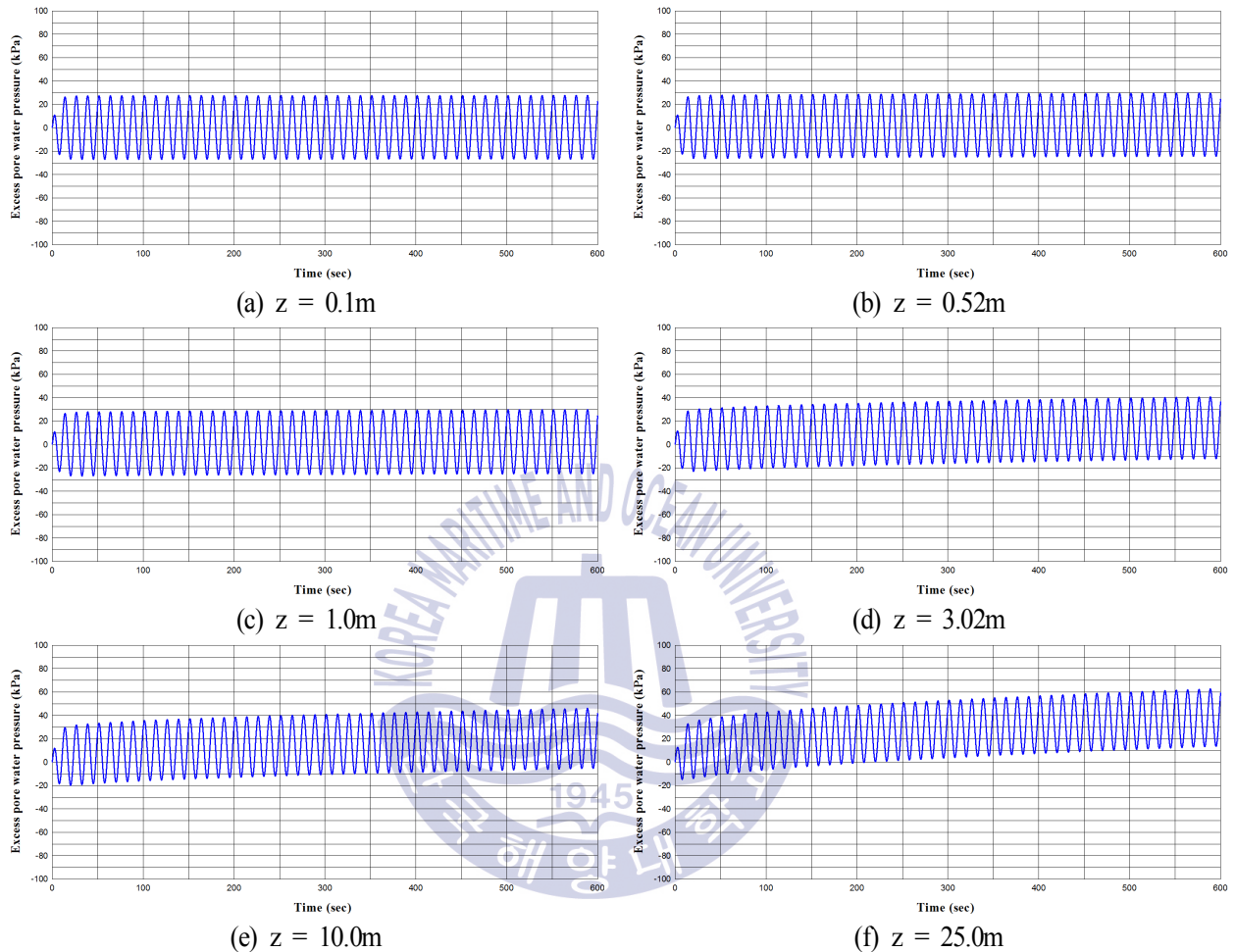


Fig. 3.8. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B.

Fig. 3.9는 지반의 깊이별로 산정된 무차원최대진동과잉간극수압  $P/P_o$ 의 분포를 나타낸 것이다.  $P$ 는 FLIP모델에서 산정된 진동과잉간극수압의 크기,  $P_o$ 는 해저지반표면에 작용하는 파압의 진동성분의 크기,  $z$ 는 지반의 깊이를 나타낸다. 파이프로부터 15m 이격된 지반(Measuring Points A)의 경우는 지반의 표면( $z = 0.1m$ )에서 무차원최대진동과잉간극수압( $P/P_o$ )이 1의 값이 나타나며, 지반의 깊이가 깊어짐에 따라 진동성분의 크기가 줄어들고 있음을 알 수 있다. 파이프 중간위치의 지반(Measuring Points B)의 경우 또한  $z = 0.1m$ 에서  $P/P_o$ 값이 1을 나타내고, 전체적으로 지반의 깊이가 깊어짐에 따라 감소하는 경향은 나타나지만 파이프가 매설되어 있는 지반( $z = 1m \sim 2m$ ) 근방에서는 일반적인 경향에서 벗어나 진동성분의 크기가 역전되는 현상이 나타난다, 이는 매설되어 있는 파이프의 거동으로 인한 영향으로 판단된다. 한편,

두 경우 모두 3.2절 해석해와의 비교 및 검증에서와는 다르게 지반의 깊이가 깊어질수록 0에 근접하지 않고 0.85에 근접하며 감소하는 경향이 나타난 것을 알 수 있다. 이 현상을 비교·설명하기 위하여 앞서 측정지점 A에서 산정된 무차원최대진동과잉간극수압분포(Case 1)와 동일한 조건의 FLIP모델에 파고(H) 2m, 주기(T) 5초의 파랑조건하 파압을 외력으로 적용하여 측정지점 A에서의 무차원최대진동과잉간극수압 분포(Case 2)를 비교하여 나타낸 그림이 Fig. 3.10이다. Case 1의 경우의 외력파압은 24kPa ~ -24kPa, Case 2의 경우는 외력파압이 0.032kPa ~ -0.032kPa이며, 그림으로부터 상대적으로 작은 외력파압이 작용한 Case 2의 경우에 지반의 깊이가 깊어짐에 따라 0에 근접하며 감소하는 경향이 나타나는 것을 확인할 수 있다.

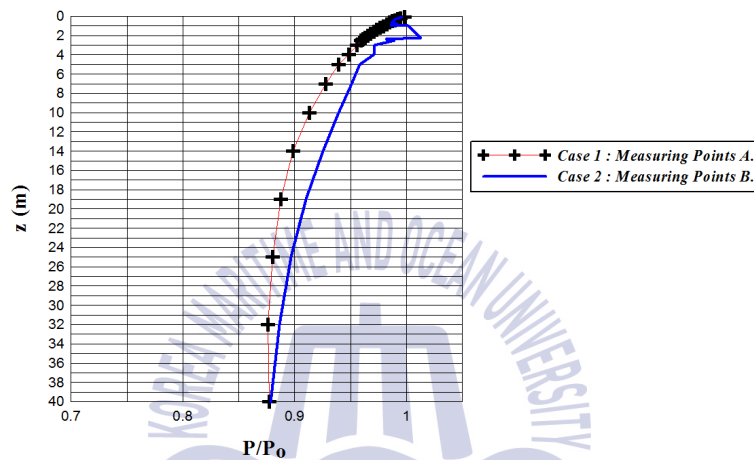


Fig. 3.9. Vertical distribution of non-dimensional moment pore water pressure distribution.

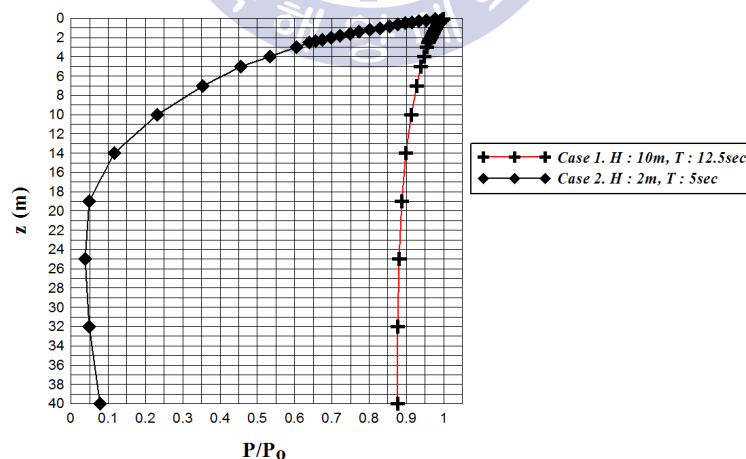


Fig. 3.10. Vertical distribution of non-dimensional moment pore water pressure distribution (Measuring points A).

## (2) 잔류과잉간극수압

Fig. 3.11은 파이프로부터 15m 이격된 지반(Measuring Points A)과 파이프 중간위치의 지반(Measuring Points B)에서 깊이별로 산정된 무차원최대잔류과잉간극수압  $P/\gamma_w$ 의 분포를 나타낸 그래프이다. 해저지반표면( $z=0m$ )에서는 잔류성분이 나타나지 않으며, 일반적인 경향은 지반의 깊이가 깊어짐에 따라 잔류성분이 크게 나타나 과잉간극수압이 커지는 것을 알 수 있다. 측정지점 A에서는 구조물의 영향이 없으므로 앞서 언급한 일반적인 경향과 동일하지만, 측정지점 B에서는 해저지반표층부터 5m의 지반깊이까지는 파이프의 영향이 나타나며, 5m의 지반깊이 이후부터는 지반의 깊이가 깊어짐에 따라 잔류과잉간극수압이 커지는 경향이 나타나는 것을 알 수 있다. 또한 파이프 기준 하부지반에서 전체적인 잔류성분의 크기차가 나타나며, 파이프의 영향이 있는 Case 2의 경우가 Case 1보다 잔류과잉간극수압이 작게 산정되는 것을 알 수 있다.

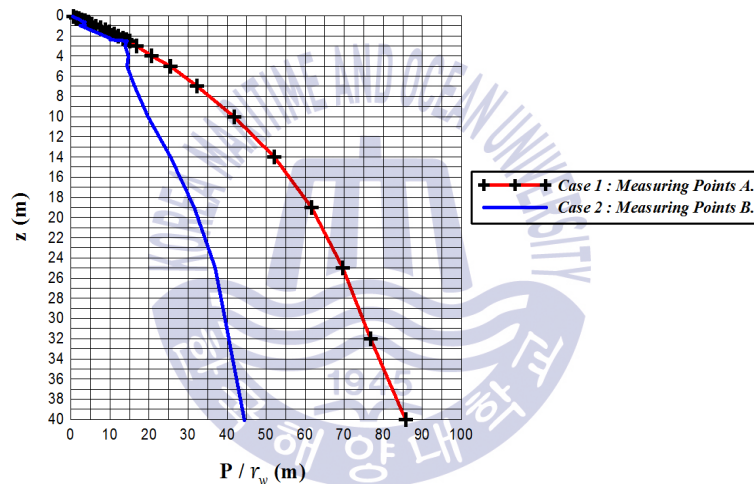


Fig. 3.11. Vertical distribution of non-dimensional residual pore water pressure distribution.

## 3.2.3 과잉간극수압비

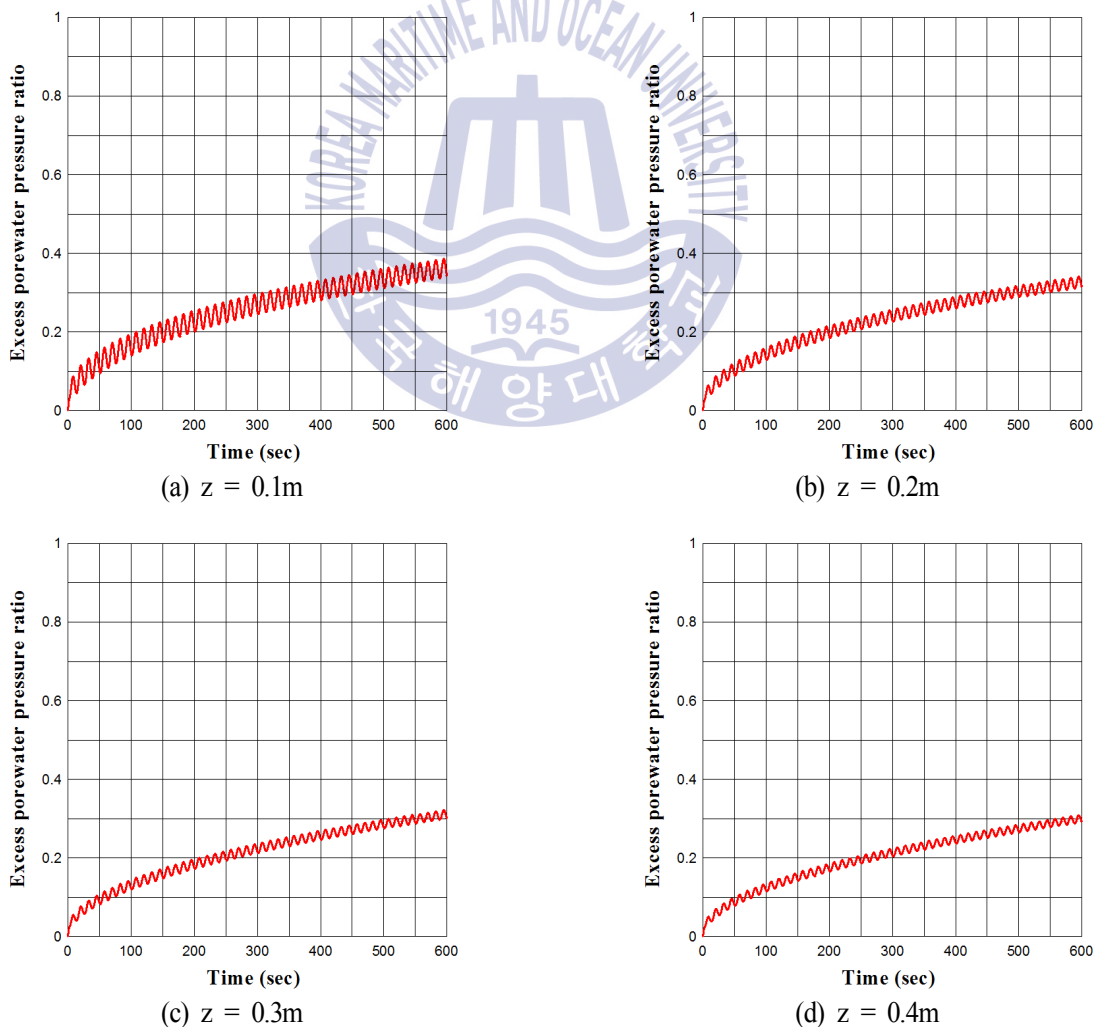
Fig. 3.12~13은 파이프라인 주변 해저지반에서 액상화가능성을 확인하기 위하여 파이프 중간위치의 지반(Measuring Points B)에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압비의 변화를 나타낸 그림이다. 보통 과잉간극수압비는 초기유효응력  $\sigma'_0$  과 과잉간극수압  $p$ 의 비  $p/\sigma'_0$ 로 정의하며,  $p/\sigma'_0$  값이 1이상으로 되는 경우에 지반액상화현상이 발생하는 것으로 보고 액상화현상을 추정하는 것이 일반적이지만, FLIP모델에서는 식 (3.2)와 같은 유효응력의 감소비로 과잉간극수압비를 나타내며 이로부터 액상화현상을 추정한다. 식 (3.2)에서  $\sigma'_m$ 은 평균유효응력,  $\sigma'_{mst}$ 는 초기유효응력을 뜻하며, 식 (3.3)과 같이 유효응력의 감소비가 0.95 이상일 경우에 해저지반 액상화현상이 발생하는 것으로 보고 액상화현상을 추정한다.



$$\text{Excess pore water pressure ratio} = 1 - \frac{\sigma_m'}{\sigma_{mst}} \quad (3.2)$$

$$1 - \frac{\sigma_m'}{\sigma_{mst}} \geq 0.95 : \text{Liquefaction} \quad (3.3)$$

먼저, Fig. 3.12에 제시되어있는 파이프 상의 상부지반에서 과잉간극수압비를 검토한다. 그림으로부터 수치계산시간 내에서 서서히 증가하는 현상을 보이며, 진동성분의 크기는 일정하게 나타나는 것을 알 수 있다. 깊이에 따른 변화양상은 지반의 깊이가 깊어짐에 따라 과잉간극수압비의 값이 점차적으로 작아지는 것을 알 수 있다. 이는 Fig. 3.11의 깊이에 따른 과잉간극수압의 변화에서 알 수 있듯이 파이프 상의 상부지반에서는 잔류성분은 거의 나타나지 않고, 주로 진동성분이 크게 나타나 깊이에 따른 과잉간극수압의 크기 변화는 작게 나타나며, 또한 지반의 깊이에 따라 초기유효응력의 변화는 증가하기 때문에 이러한 경향이 나타난 것으로 판단된다.



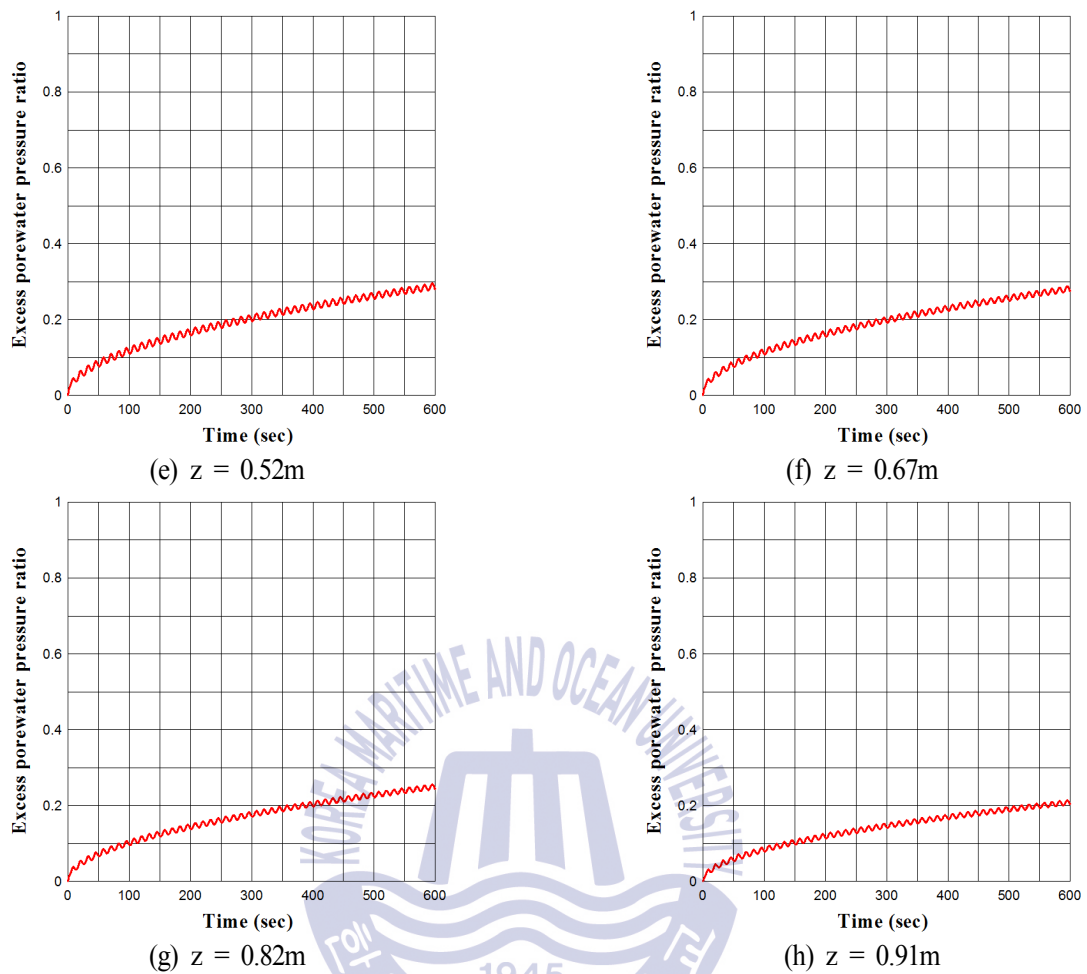
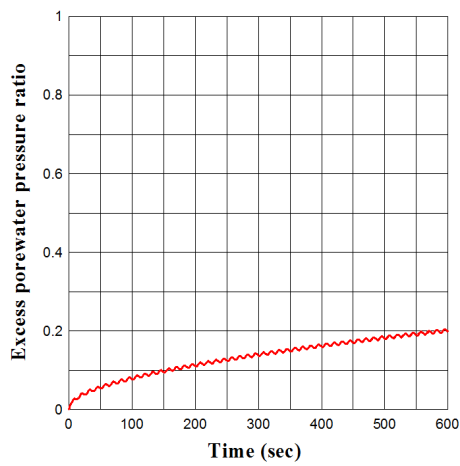
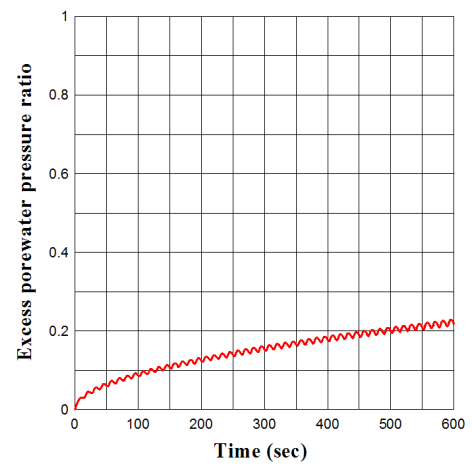


Fig. 3.12. Time history of excess pore water pressure ratio at points over pipe line.(Measuring points B).

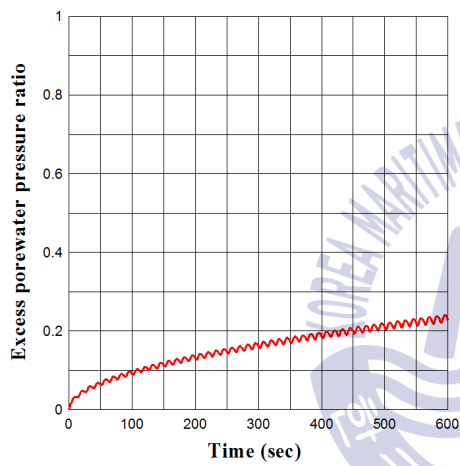
다음의 Fig. 3.13은 파이프 하의 하부지반에서 깊이에 따른 과잉간극수압비를 나타낸 것이다. 전체적인 경향은 지반의 깊이가 깊어질수록 감소하는 경향을 나타내지만, 파이프 주변 하부지반에서는 과잉간극수압비가 커졌다 작아지는 역전현상이 나타난 것을 알 수 있다. 이는 Fig. 3.14에서 파이프 주변 지반에서 과잉간극수압의 크기가 역전되는 현상이 나타난 것을 확인 할 수 있듯이, 이 현상이 과잉간극수압비의 그래프에도 나타난 것으로 판단된다. Fig. 3.12~13으로부터 600초의 FLIP모델 계산시간 내에서는 전체적으로 과잉간극수압비의 값이 해저지반 표면에서 약 0.4의 작은 값이 산정되어 액상화 가능성은 매우 낮지만, 그래프 모두 정상상태를 나타내지 않고 점차 증가하는 상향상태로 나타났으므로, 총 계산시간을 늘려 정상상태에 도달하였을 때의 과잉간극수압비의 값의 산정이 추가적으로 필요할 것으로 판단된다. 하지만, 본 연구에서는 정상상태에 도달할 때까지의 시간이 짧게는 수초부터 길게는 수시간에 걸쳐 나타나는 경우도 있으므로 정상상태에 도달하는 시간에 대해서는 “흐름과 파에 의한 해저지반 내 간극수압의 발생과 액상화에 관한 해석적인 연구-Lee et al.(2015)”에 자세히 설명되어있으므로 참고하기 바란다.



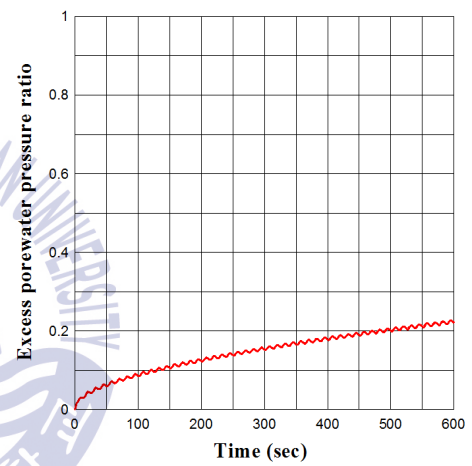
(a)  $z = 2.37\text{m}$



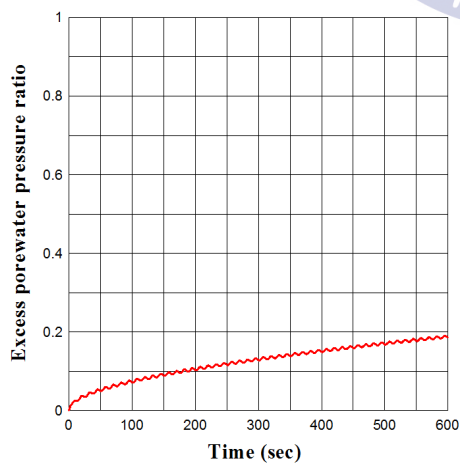
(b)  $z = 2.52\text{m}$



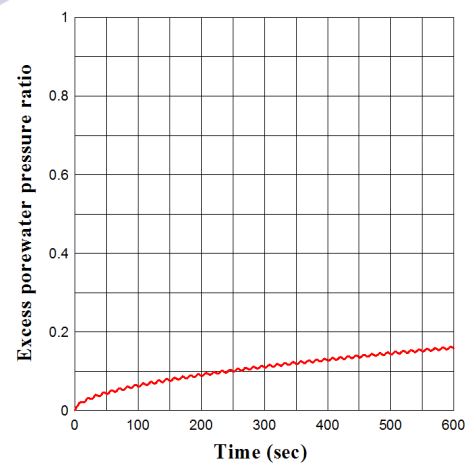
(a)  $z = 3.02\text{m}$



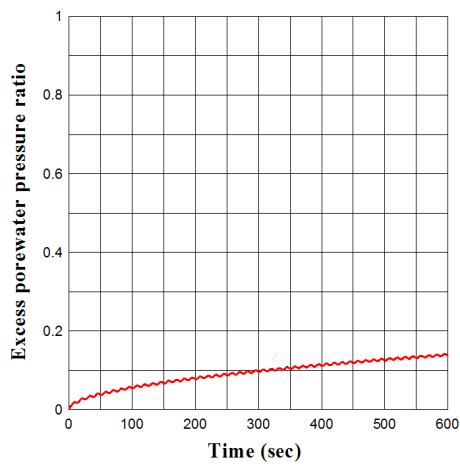
(b)  $z = 4.0\text{m}$



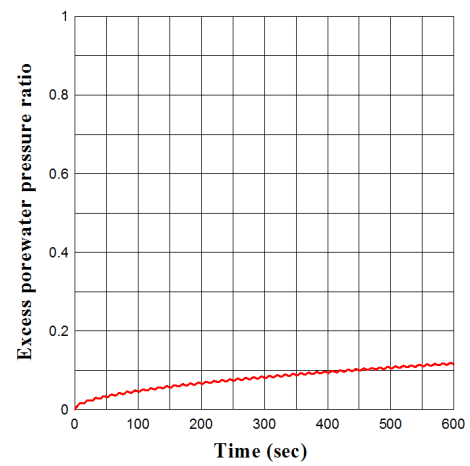
(a)  $z = 5.0\text{m}$



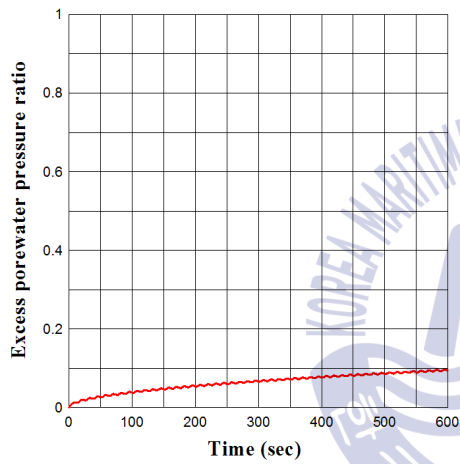
(b)  $z = 7.0\text{m}$



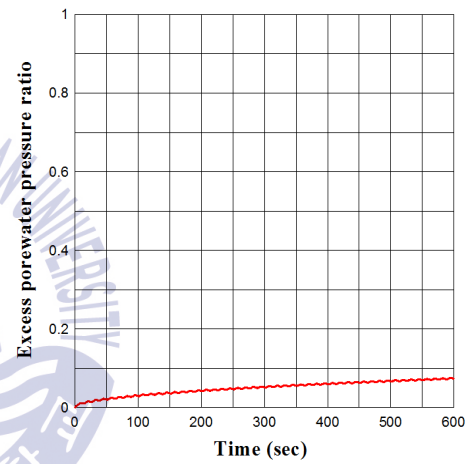
(a)  $z = 10.0\text{m}$



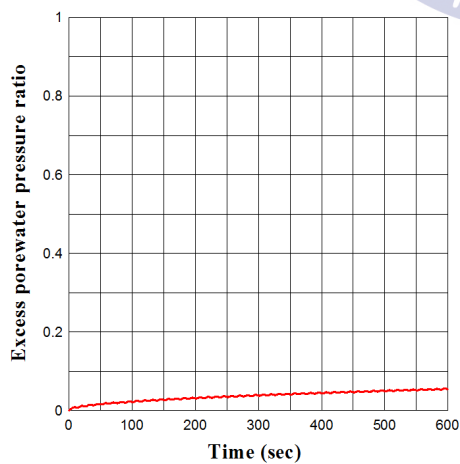
(b)  $z = 14.0\text{m}$



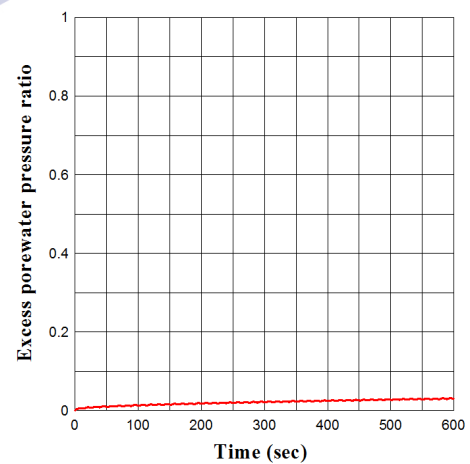
(a)  $z = 19.0\text{m}$



(b)  $z = 25.0\text{m}$



(g)  $z = 32.0\text{m}$



(h)  $z = 40.0\text{m}$

Fig. 3.13. Time history of excess pore water pressure ratio at points below pipe line.(Measuring points B).

### 3.4 결론

본 연구에서는 일정수심의 규칙파랑작용하에 해저면상에서 동파압을 산정하고, 이를 탄소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델에 외력치로 적용하여 해저지반 내 동적응답을 수치모델링하였다. 수치과정으로 얻어진 해와 기존의 해석해의 비교 및 검토로부터 수치해석결과의 타당성을 검증하였으며, 본문에서 언급된 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약하여 기술한다.

(1) 지반에 매설되어 있는 구조물의 변위는 기본적으로 지반변형에 의해 발생되며, 시간의 경과와 더불어 파동의 주기와 동일한 주기적인 구조물의 변위를 나타낸다. 파이프의 존재 여부에 따라 수평변위와 연직변위가 다르게 나타나며, 파이프가 존재하는 지반에서의 변위는 수평변위가 연직변위보다 크게 나타나고, 파이프에서 15m 이격된 지반에서는 연직변위가 수평변위보다 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 또한 파이프의 존재유무에 따라 연직변위의 변화양상이 다른 것을 알 수 있으며, 파이프가 존재하는 지반에서는 지반의 변위량이 시간의 경과에 따라 양의 값으로 증가하여 부상현상이 나타나는 것을 알 수 있고, 파이프가 존재하지 않는 지반에서는 변위량이 시간의 경과에 따라 음의 값으로 증가하므로 침하현상이 나타나는 것을 알 수 있다.

(2) 무차원최대진동과잉간극수압분포로부터 지반 내에서 연직깊이가 깊을수록 진동과잉간극수압이 감소하는 것이 일반적인 경향이며, 본 연구의 수치결과 또한 이러한 경향을 나타내지만, 파이프 주변 지반에서는 파이프의 거동에 대한 영향으로 과잉간극수압의 크기가 역전되는 현상이 나타나 일반적인 경향이 나타나지 않은 것을 알 수 있다. 무차원최대잔류과잉간극수압분포로부터는 지반 내에서 연직깊이가 깊을수록 잔류과잉간극수압이 증가하며, 파이프가 존재하는 지반의 경우 해저지반표면으로부터 5m 깊이까지 파이프의 영향으로 잔류과잉간극수압이 거의 일정한 값이 나타난 것을 알 수 있다. 또한, 산정되는 진동 및 잔류과잉간극수압의 크기가 파이프의 존재유무에 따라 다르게 나타나며, 전반적으로 파이프로부터 15m이격된 지반에서의 과잉간극수압이 크게 산정된다.

(3) 과잉간극수압비에서는 파이프를 기준으로 상부지반과 하부지반으로 나누어 비교 및 검토를 하였다. 파이프 주변지반에서 과잉간극수압의 크기가 역전되는 현상이 과잉간극수압비의 그래프에서도 나타났으며, 과잉간극수압비가 0.95 이상으로 나타날 경우에 지반에 액상화현상이 나타난 것으로 판단되지만, 600초의 수치계산시간 내에서는 전반적으로 값이 작게 산정되어 액상화 가능성이 낮다고 판단된다. 하지만, 본 연구의 최종계산시간까지는 그래프의 경향이 전부 상향의 경향이 나타났으므로, 과잉간극수압비 값이 정상상태에 도달할 때까지 수치계산시간을 늘려 액상화가능성을 판단하는 연구가 추가적으로 진행되어야 할 필요가 있다.

---

# 4장 규칙파동장하 잠제 주변지반의 동적거동에 관한 수치해석

---

## 4.1 서론

근래, 해역공간의 이용과 연안방재 차원의 목적으로 직립제, 경사제 혹은 혼성제로 대별되는 방파제가 건설되어 왔지만, 해면상으로 돌출되는 방파제의 특성으로 해수교환 차단에 따른 연안역의 수질악화라는 단점을 보완하면서 표사제어에도 대응 가능한 잠제가 많이 계획·설치되고 있으며, 이에 따른 잠제에 대한 연구도 활발히 진행되고 있다. 앞서 언급한 방파제, 잠제와 같은 해안구조물 근방에서는 연안지형과 지반의 특성 및 파랑과 흐름의 성질에 따라 자연적 및 인위적인 요인들이 복잡하게 작용하여 국부적인 침식(세굴) 및 퇴적, 그리고 광역에 걸친 지형변동이 여러 가지 형태로 발생 및 발달하며, 이러한 지형변동은 연안의 해저지반을 끊임없이 변화시키는 것으로 보고되고 있다(해양수산부, 2005). 연안역에서 지형변동의 한 원인으로 각종 개발사업과 관련된 인공구조물의 건설에 따른 해역환경변화를 들 수 있지만, 근래 또 다른 하나의 원인으로 파동에 의한 해저지반의 액상화가 지목되고 있다.

태풍에 의한 고파랑이나 폭풍해일 등으로부터 해저지반 상에 해안구조물이 설치된 경우 파동장에서는 파랑변형이 발생되고, 해저지반은 반복적이고 지속적인 파랑하중을 받게 된다. 이러한 동적 파랑하중의 작용이 장시간 지속되는 경우 해저지반 내에서는 과잉간극수압의 증가, 이에 따른 유효응력의 감소로 인한 지지력의 감소, 종국에는 지반액상화 및 세굴 등이 발생되어 구조물의 파괴 및 유실로 이어질 수 있다.

지반액상화와 직접적인 연관을 갖는 파동에 기인한 지반 내 과잉간극수압변동은 진동성분(Momentary pore water pressure)과 잔류성분(Residual pore water pressure)으로 구분될 수 있고, 각각은 서로 다른 방법으로 예측된다. 진동성분에 대해서는 대표적으로 다공질탄성지반(porous elastic seabed)과 압축성유체에 기초한 Madsen(1978), Yamamoto et al.(1978), Tsai and Lee(1995), Jeng and Hsu(1996), Jeng(1997), 경계층근사를 적용한 Mei and Foda(1981), 해저지반 내 흙의 포화도에 대한 중요성을 입증한 Okusa(1985) 및 교차비등방해저지반(cross-anisotropic seabed)에 대한 Kianto and Mase(1999), Yuhi and Ishida(2002) 등의 연구를 들 수 있으며, 이는 지반내의 연직깊이에 따라 간극수압의 변화에서 진폭의 감쇠와 위상지연이 수반된다.

또한, 잔류성분은 반복하중하에 흙의 수축에 의해 야기되는 과잉간극수압의 축적으로 발생되며(Seed and Rahman, 1978; Sumer and Fredsøe, 2002), 파작용시간에 비례하여 축적되는 경향을 나타낸다. 파동으로 인한 과잉간극수압의 축적에 대한 메커니즘의 규명에는 지진시 지반내에서 발생하는 과잉간극수압과 유효응력과의 관계(Seed et al., 1975)가 고려되고 있다. 이에 대한 연구로 해석해를 나타낸 McDougal et

al.(1989), Cheng et al.(2001), Chen et al.(2005), Jeng et al.(2006, 2010), Jeng and Seymour(2007), 반복전단응력의 분포와 과잉간극수압소산을 고려하여 1차원유한요소모델을 확립한 Seed and Rahman(1978) 및 Laplace변환을 사용하여 중복파동으로 인한 액상화에 탄소성모델을 적용한 Sekiguchi et al.(1995) 등을 들 수 있고, 수치해석모델의 개발에 관해서는 Miyamoto, et al.(2004), Sassa and Sekiguchi(1999, 2001), Sassa et al.(2001) 등의 연구가 있다.

이상에서 기술된 진동 및 잔류과잉간극수압 등과 같은 해저지반의 동적거동을 해석한 연구들은 모두가 규칙파를 대상으로 하고 있다. 본 연구에서도 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 수치해석법(이 등, 2013)으로부터 동일한 파랑특성을 갖는 규칙파가 장시간 지속되는 파랑환경하에 해저지반 및 잠제 표면에 작용하는 시간변동의 동과압을 산정하고, 그 결과를 지반의 동적거동을 정밀하게 재현할 수 있는 수치해석프로그램 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program); Iai et al., 1992a, 1992b)의 외력으로 사용하여 해저지반 내에서 과잉간극수압과 과잉간극수압비로부터 해저지반의 액상화 가능성을 수치적으로 고찰한다.

## 4.2 계산조건

### 4.2.1 파동부에서 계산조건

Fig. 4.1과 같은 30cm의 일정수심 규칙파동장에 설치된 잠제를 대상으로 2D-NIT모델(이 등, 2013)로부터 해저면 및 잠제표면에서 파동으로 인한 동과압을 산정하였다. 그림에서 잠제의 높이 21cm, 폭은 189cm이며, 규칙파랑의 수치해석에 적용된 입사파의 제원은 다음의 Table 4.1에 제시된 바와 같이 1.4초의 동일 주기에 파고가 각각 3cm, 6cm, 9cm의 경우에 대해서 비교 및 검토를 하였다.

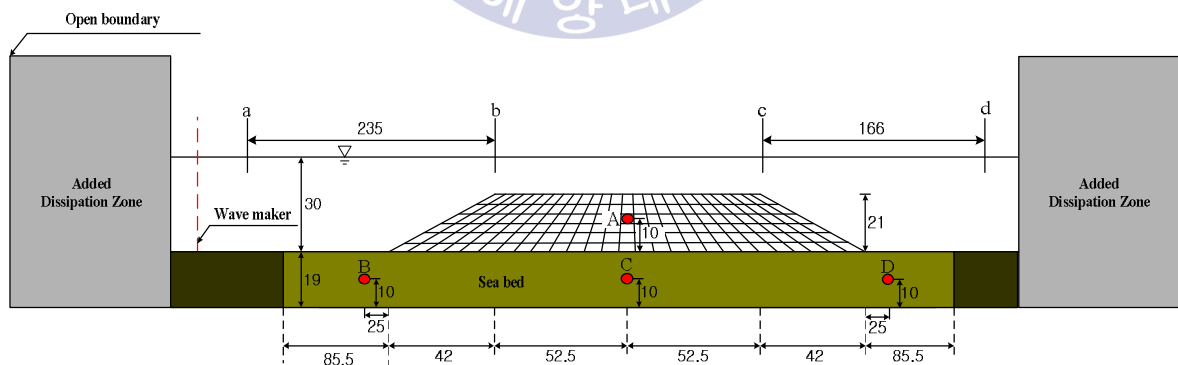


Fig. 4.1. Schematic diagram of the numerical wave tank domain used for this numerical simulation.

### 4.2.2 지반부에서 계산조건

이상에서 제시된 규칙파랑의 입사조건과 구조물의 형상 및 크기를 2D-NIT모델에 적용하여 파동부의 해저면 및 잠제표면에서 파압을 산정하고, 이를 지반해석프로그램 FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b)의 외



력치로 적용한다. 그리고, FLIP모델에 동시에 적용되는 해저지반부의 물성치는 다음의 Table 4.2와 같으며, 잠재의 물성치는 Table 4.3과 같다. Table 4.4는 본 연구에 적용된 액상화파라미터이며 표준관입시험(SPT)에서 N치가 25, 세립토 함유율이 12%일 때의 액상화파라미터이다. Table 4.4에 나타낸 액상화파라미터에 관하여 간단히 설명하면  $\phi_p$ 는 변상각,  $w_1$ 은 액상화 특성 전체를 규정하는 파라미터,  $p_1$ 은 액상화 특성 전반을 규정하는 파라미터,  $p_2$ 는 액상화 특성 후반을 규정하는 파라미터,  $c_1$ 은 액상화 발생의 하한치를 규정하는 파라미터,  $S_1$ 은 액상화 발생의 중국상태를 규정하는 파라미터이다. Fig.4.2는 FLIP모델에 적용된 유한요소격자망이며, 2D-NIT에서 각 요소에서 산정된 과압이 동일 위치에서 외력으로 작용하도록 하기 위하여 해저표면 상에서 2D-NIT와 FLIP모델의 유한요소격자망을 동일하게 구성하였다.

Table 4.1. Rregular wave conditions applied to 2D-NIT model

Case No.	Still water depth $h$ (cm)	Significant wave height $H$ (cm)	Significant wave period $T$ (sec)
1	30	3	1.4
2	30	6	1.4
3	30	9	1.4

Table 4.2. Soil properties used for FLIP model (Sand & Gravel)

Poisson ratio	Porosity	Shear Modulus	Bulk Modulus	Angle of internal friction
0.40	0.4	$2.5 \times 10^4 \text{ kPa}$	$1.167 \times 10^5 \text{ kPa}$	$35^\circ$

Table 4.3. Submerged breakwater properties used for FLIP model

Poisson ratio	Porosity	Shear Modulus	Bulk Modulus	Angle of internal friction
0.24	0.33	$1.00 \times 10^6 \text{ kPa}$	$1.59 \times 10^6 \text{ kPa}$	$37^\circ$

Table 4.4. Liquefaction parameter ( SPT  $N = 25$ ,  $F_c = 12\%$  )

$\phi_p$	$w_1$	$p_1$	$p_2$	$c_1$	$S_1$
$28^\circ$	0.005	52.43	0.5	0.384	0.187

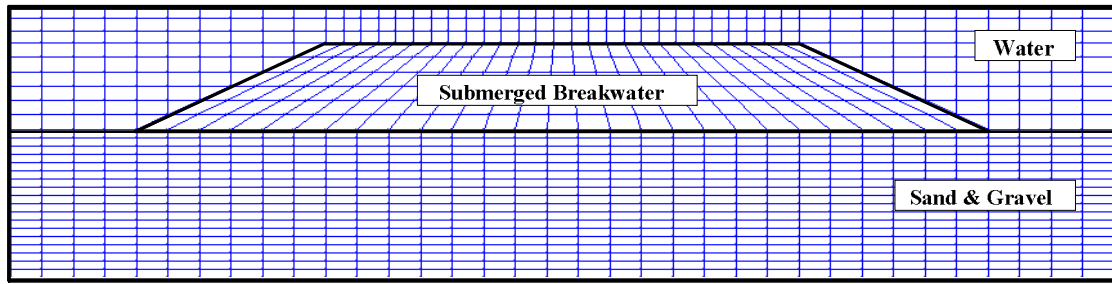
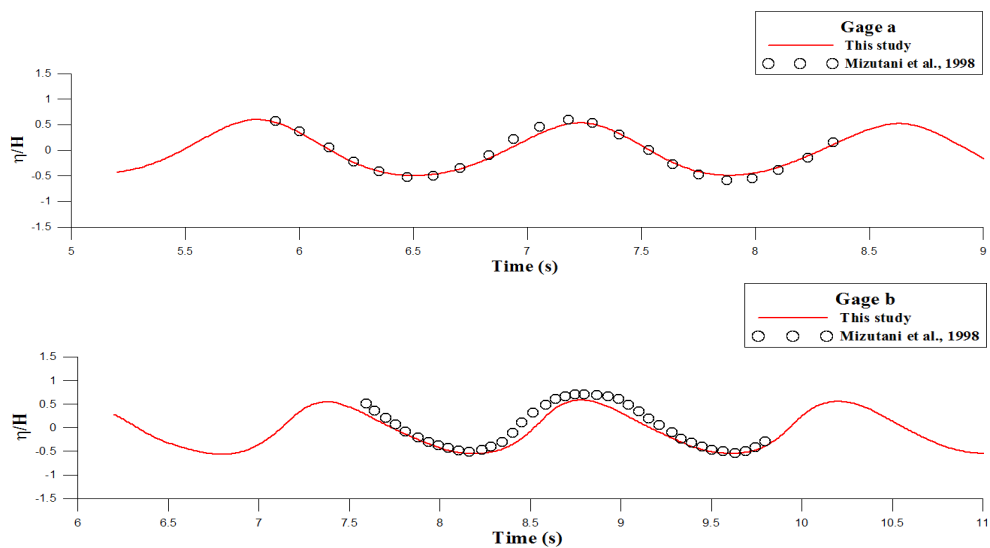


Fig. 4.2. Schematic diagram of the breakwater and ground formation domain used for FLIP.

### 4.3 수치해석의 검증

본 연구에 적용한 2D-NIT & FLIP모델의 타당성을 검증하기 위하여 기존의 수리모형실험결과(Mizutani et al, 1998)와 비교 및 검토하였다. 2D-NIT모델에 적용된 잠제의 제원 및 수치파동수조의 제원은 Fig 4.1과 같으며, 입사파는 파고  $H=3cm$  및 주기  $T=1.4sec$ 이고, FLIP모델에 적용된 지반, 잠제 및 액상화파라미터는 Table 4.2~4와 같다.

Fig. 4.3에서는 2D-NIT모델의 검증 차원에서 Fig. 4.1에 주어진 (a)~(d)의 지점에서 수면변동  $\eta$ 를 입사파고  $H$ 로 나눈 무차원수위변동을 나타내며, 그림에서 원(o)은 Mizutani et al.(1998)에 의한 실험치, 실선은 본 2D-NIT에 의한 수치계산치를 나타낸다. 그림으로부터 잠제의 영향을 크게 받기 전인 (a)~(b)지점에서 수위는 비선형성분이 포함되지 않은 거의 선형파의 값을 나타내며, 잠제의 영향을 받는 (c)~(d)지점은 잠제로 인한 비선형성분이 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 잠제의 우측점 (c)에서는 두 결과의 대응상에 다소 차이가 있지만, 전체적으로 잠제로 인한 비선형파의 형성 및 발달과 파봉분열과 같은 수면변동을 2D-NIT모델이 잘 재현하는 것으로 판단된다.



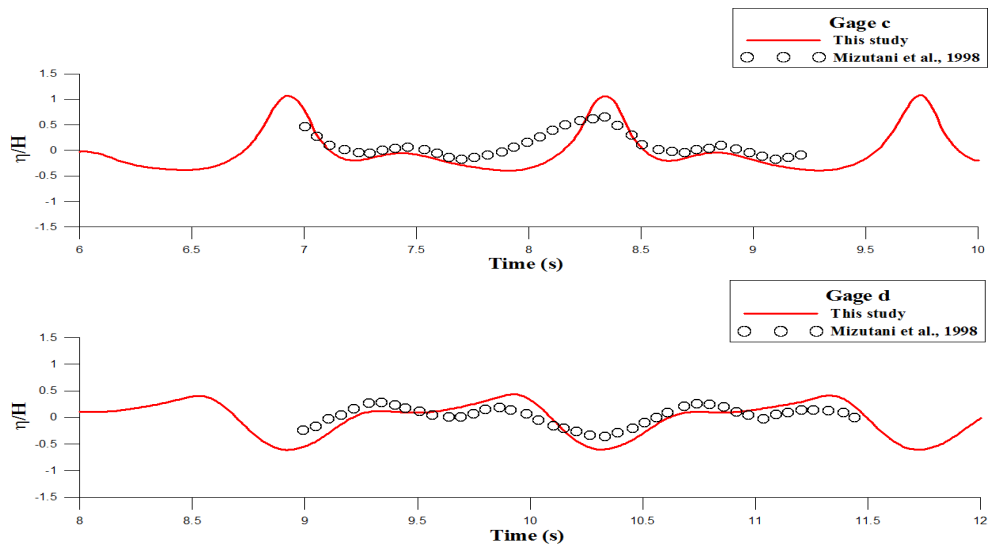
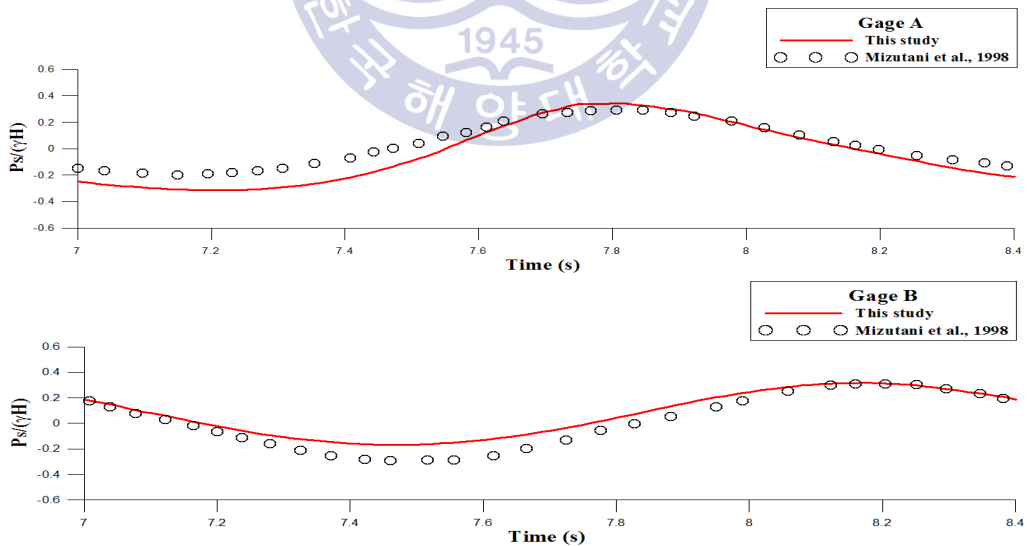


Fig. 4.3. Comparison surface elevations between Mizutani et al.(1978) and 2D-NIT model.

Fig. 4.4는 Fig. 4.1에 나타난 해저지반 내에서 과잉간극수압의 측정지점 (A)~(D)에서 한 주기에 해당하는 과잉간극수압  $p_s$ 를 입사파랑에 의한 동압  $\gamma H$ 로 나눈 무차원과잉간극수압의 시계열을 나타낸다. 그림으로부터 약간의 차이는 나타나지만, 전반적인 시간에 따른 경향 및 무차원값들을 Mizutani et al.(1998) 실험치와 비교하였을 때 잘 재현되는 것으로 판단된다.



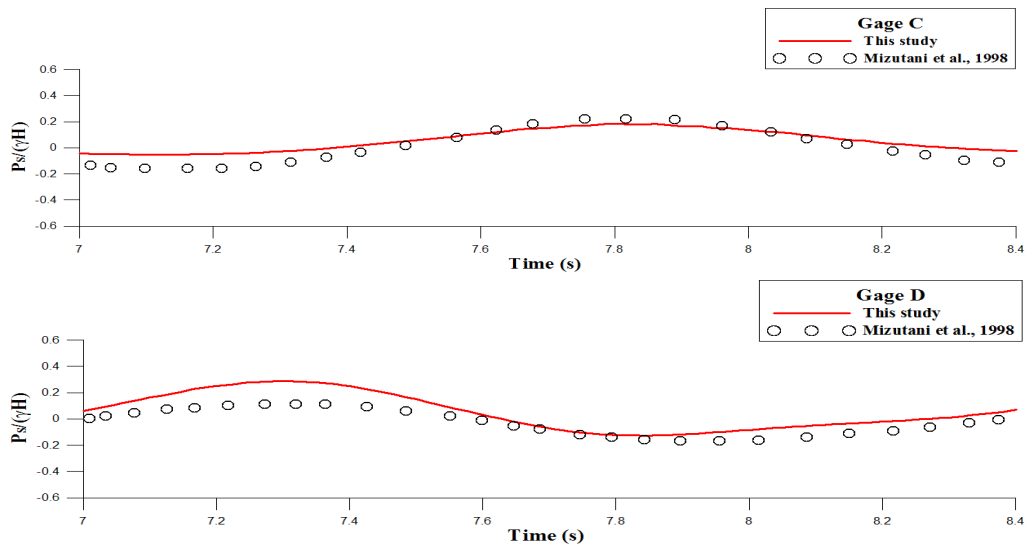


Fig. 4.4. Comparison excess pore water pressure Mizutani et al.(1978) and 2D-NIT model.

본 절에서는 Mizutani et al.(1998)의 실험치와 2D-NIT & FLIP모델에 의한 수치결과를 비교 및 검토하였다. 2D-NIT로부터 동일 측정지점에서 산정되는 수위와 FLIP모델로부터 파랑하 해저지반 내에서 산정되는 과잉간극수압값이 Mizutani의 실험치와 값의 차이는 조금씩 존재하나 전반적으로 시간에 따른 변화양상 및 수치값들이 잘 일치하는 것을 알 수 있으며, 이로부터 본 연구에 적용되는 2D-NIT & FLIP모델로부터 합리적인 수치결과가 산정됨을 알 수 있었다.

## 4.4 해저지반의 동적응답해석

탄소성지반에서 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로, 유효요소해석법을 적용하는 FLIP 모델(Iai et al., 1992a, 1992b)로부터 이하에 나타내는 해저지반 내 동적응답(과잉간극수압, 과잉간극수압비, 을 수치적으로 계산하였다. 이 때, 총 FLIP모델의 수치계산시간은 6000초이며, 하부경계조건과 좌우경계 조건으로 구분되는 지반경계에 대해 하부경계조건은 수평변위를 허용하고 수직변위를 구속조건으로, 좌 우경계조건은 수직변위의 허용과 수평변위의 구속조건으로 각각 모델링하였다.

### 4.4.1 과잉간극수압

#### (1)잠제 전면부의 해저지반 – 측정지점 B

다음의 Fig. 4.5~7은 동일 주기 1.4초에 파고가 3cm, 6cm, 9cm일 경우에 잠제 전면부의 해저지반에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압의 시계열이다. 해저지반표면인  $z=1\text{cm}$ 에서의 결과치를 보면 3case 모두 잔류과잉간극수압이 미소하게 나타나고, 진동과잉간극수압이 크게 산정되었다. 그리고, 깊이가 깊어질수록 잔류과잉간극수압이 크게 나타나며, 40cm의 깊이에서 과잉간극수압이 Case1의 경우는 3kPa, Case2의 경우

는 5.5kPa, Case3의 경우는 7kPa의 최대값을 갖는 것을 알 수 있다. 또한, 과잉간극수압의 정상상태가 나타나는 깊이가 파고별로 다르게 산정되었으며, 파고 3cm의 경우에는 10cm의 깊이까지 정상상태가 나타나고, 파고 6cm의 경우에는 20cm, 파고 9cm의 경우에는 40cm의 깊이에서도 비교적 정상상태를 나타내는 것을 알 수 있다.

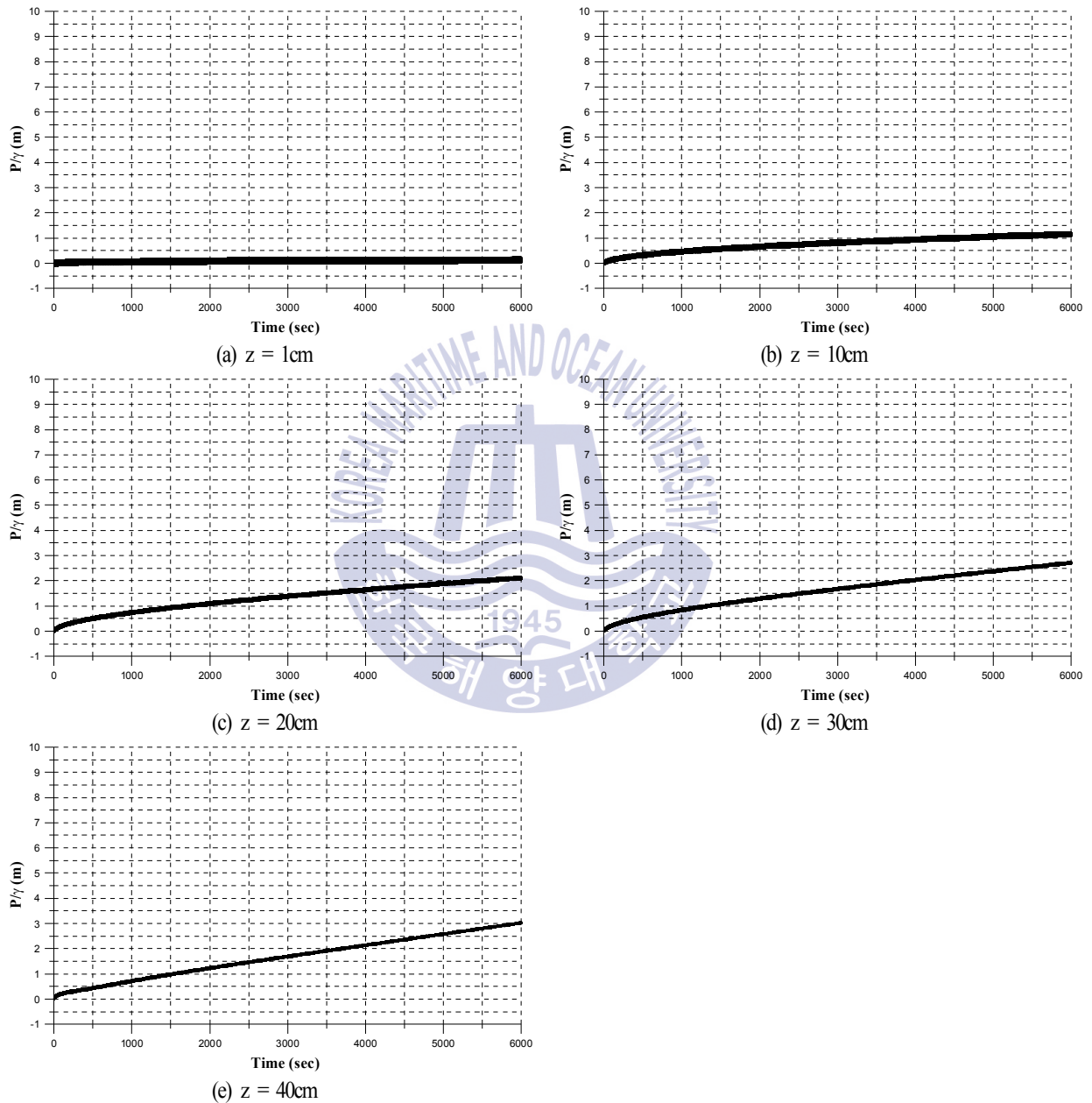
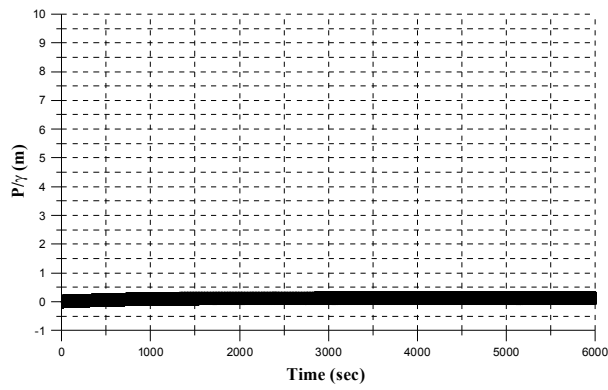
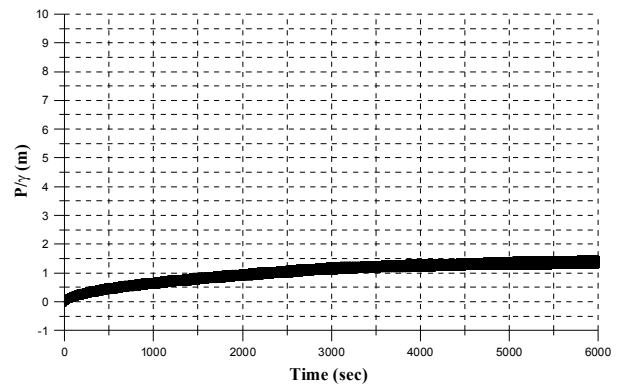


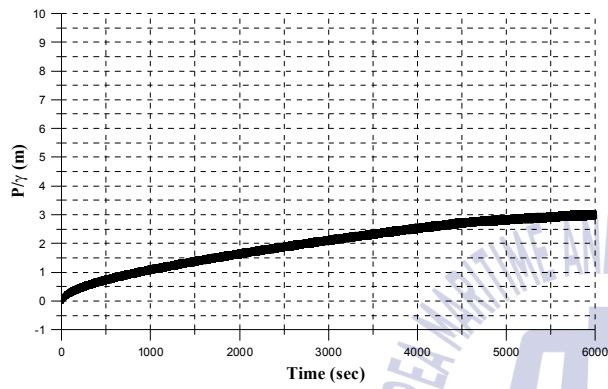
Fig. 4.5. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B.  $H = 3\text{cm}$ ,  $T = 1.4\text{sec}$



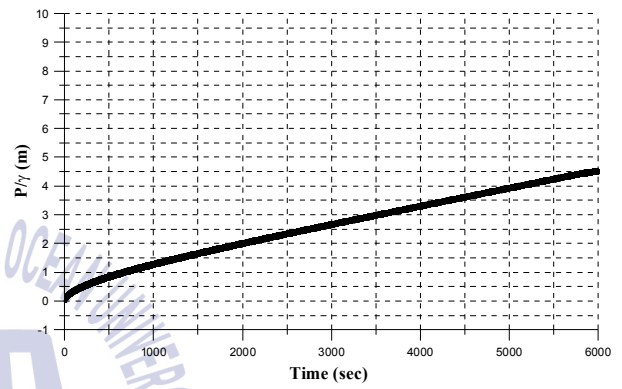
(a)  $z = 1\text{cm}$



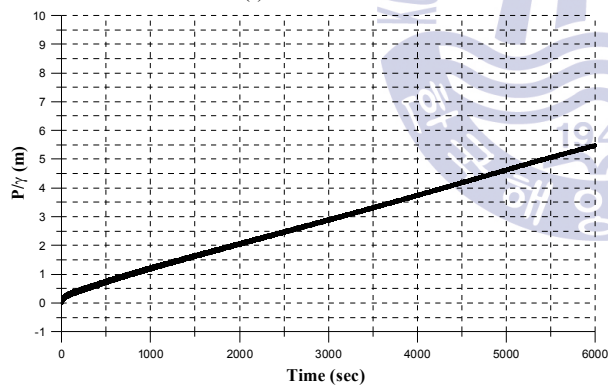
(b)  $z = 10\text{cm}$



(c)  $z = 20\text{cm}$



(d)  $z = 30\text{cm}$



(e)  $z = 40\text{cm}$

Fig. 4.6. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B.  $H = 6\text{cm}$ ,  $T = 1.4\text{sec}$

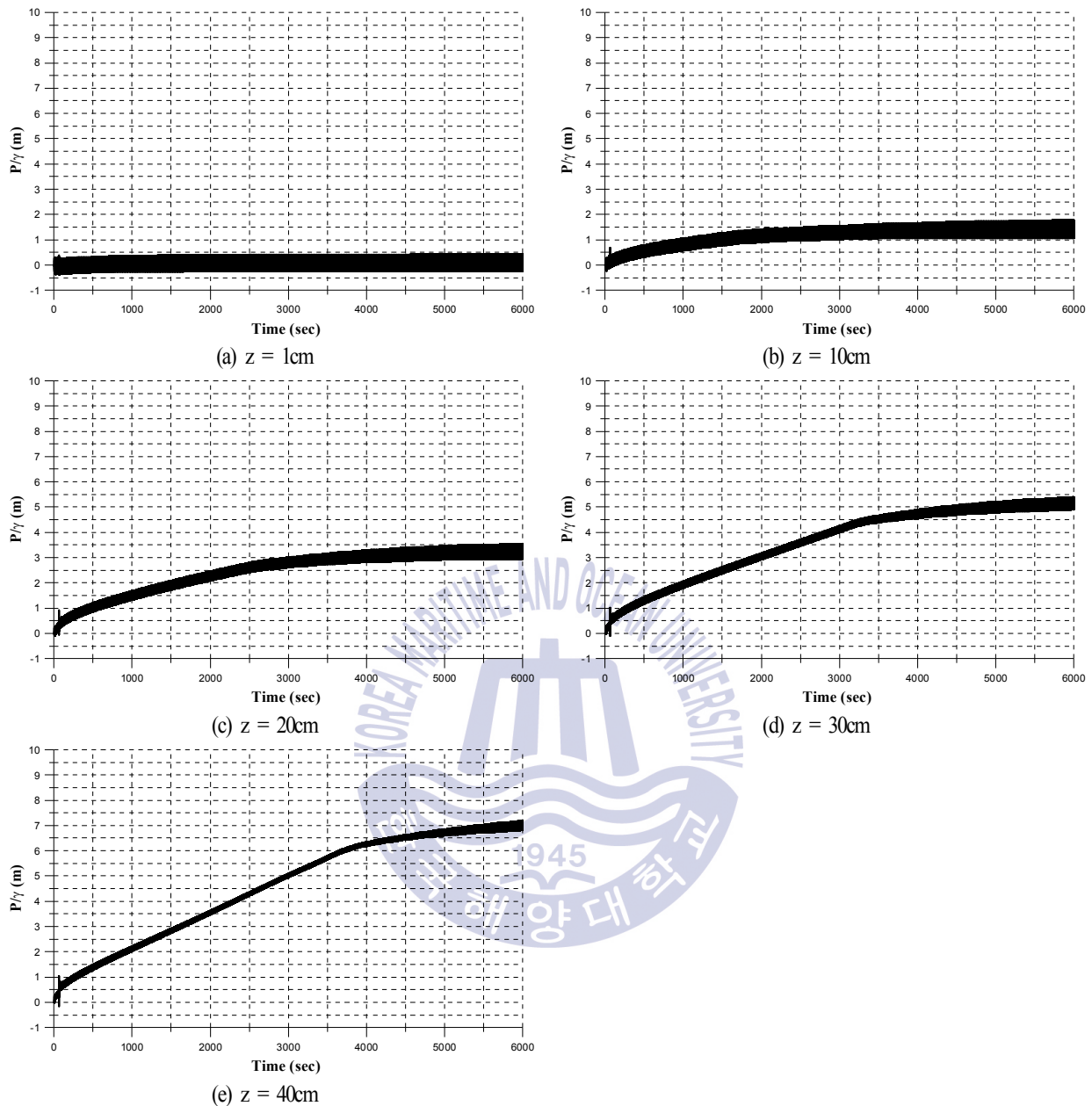


Fig 4.7. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B.  $H=9\text{cm}$ ,  $T=1.4\text{sec}$

## (2) 잠제 중앙위치의 잠제하 해저지반 – 측정지점 C

Fig. 4.8~10은 잠제 중앙위치의 잠제하 해저지반에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압의 시계열이다. 그림을 살펴보면, 잠제부 전면부 해저지반과는 다르게 해저지반표면( $z=1\text{cm}$ )에서 유의과고 3cm, 6cm, 9cm 모두 잔류과잉간극수압이 크게 나타났으며, 이는 잠제표면에 외력이 작용하고 해저지반으로 외력의 전달과정에서 잠제의 높이만큼 잔류성분이 나타난 것으로 판단된다. 그러나 측정지점 C에서도 깊이가 깊어질수록 잔류과잉간극수압이 크게 나타나는 경향은 다른 측정지점과 동일하며, 40cm의 깊이에서 Case1의 경우는



4.7kPa, Case2의 경우는 6.5kPa, Case3의 경우는 7.5kPa의 최대과잉간극수압값이 나타났다. 또한, 측정지점 C에서는 3 Case 모두 6000초의 수치계산시간 내에 과잉간극수압의 정상상태가 비교적 10cm의 깊이까지만 나타나고, 나머지 깊이에서는 계속 증가하는 경향이 나타난 것을 알 수 있다.

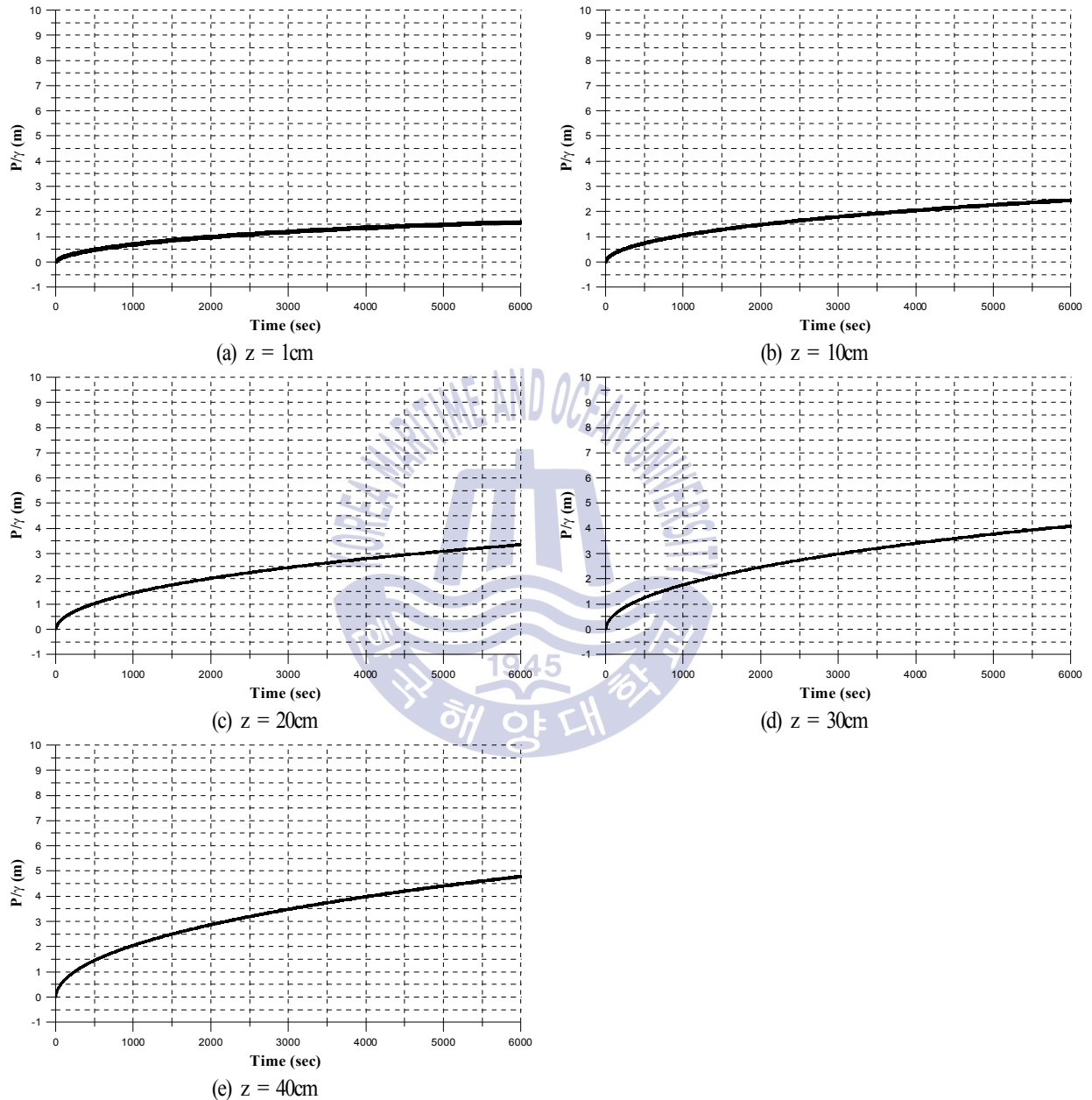


Fig. 4.8. Time history of excess pore water pressure at the measuring points C.  $H=3\text{cm}$ ,  $T=1.4\text{sec}$

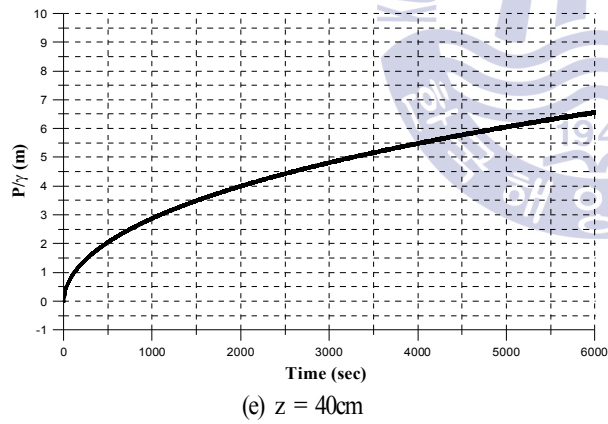
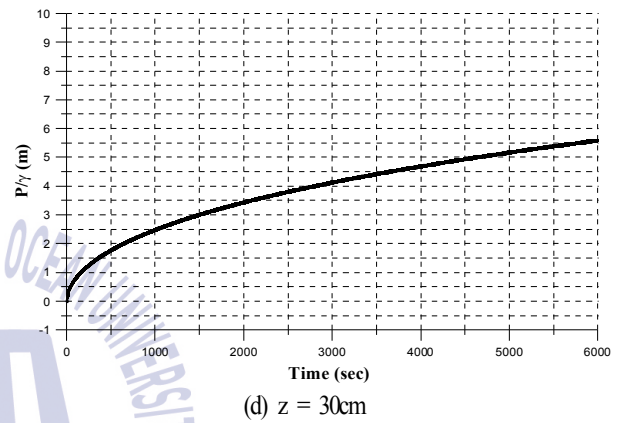
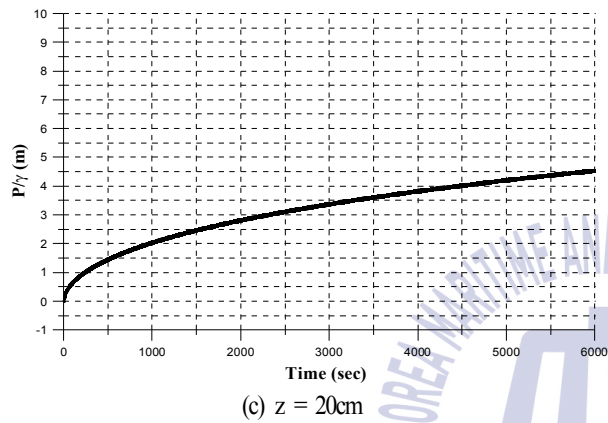
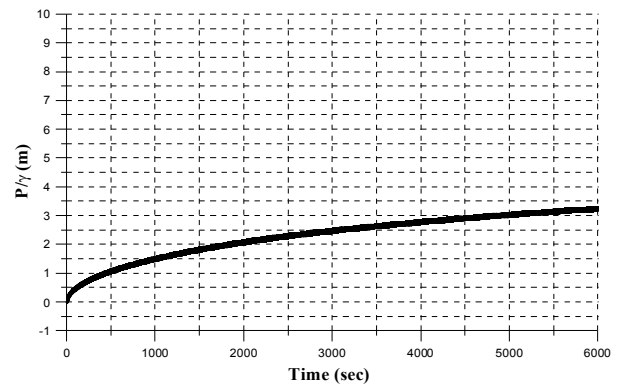
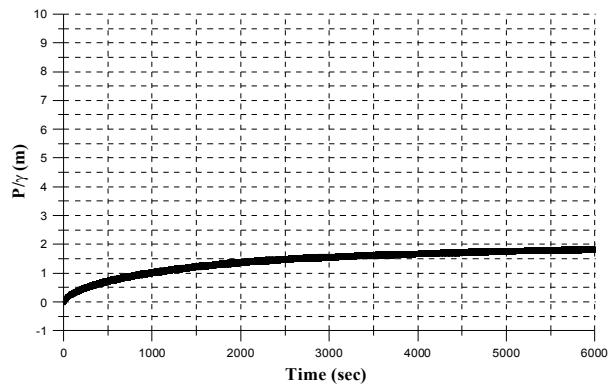


Fig. 4.9. Time history of excess pore water pressure at the measuring points C.  $H=6\text{cm}$  ,  $T=1.4\text{sec}$

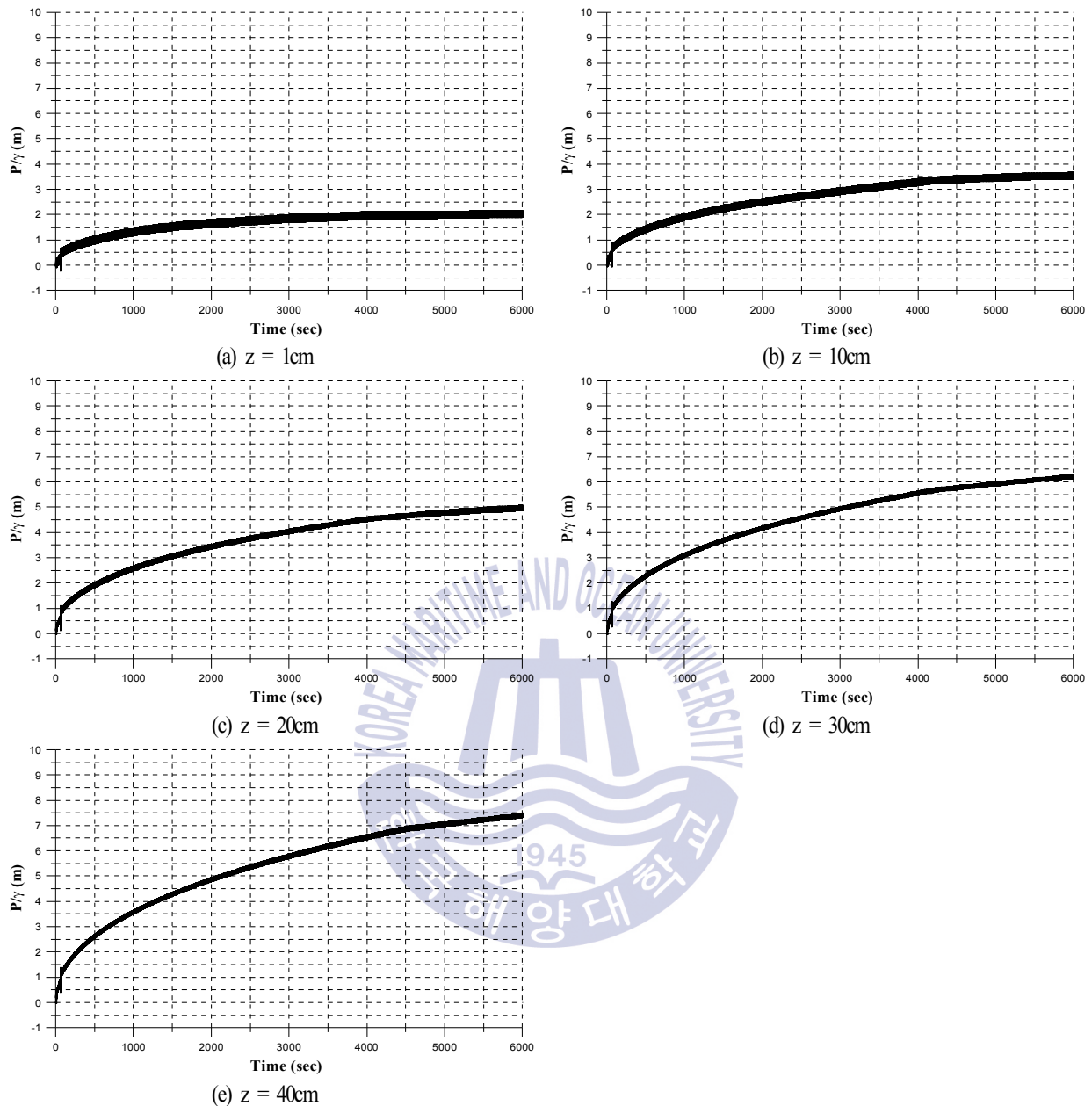


Fig. 4.10. Time history of excess pore water pressure at the measuring points C.  $H=9\text{cm}$ ,  $T=1.4\text{sec}$

### (3) 잠제 후면부의 해저지반 – 측정지점 D

아래의 Fig. 4.11~13은 잠제 후면부 해저지반에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압의 시계열이다. 그림으로부터 전체적으로 진동과잉간극수압과 잔류과잉간극수압의 크기만 다르게 나타나고, 잠제부 전면부의 해저지반과 비슷한 경향을 나타내는 것을 알 수 있다. 측정지점 D에서도 깊이가 깊어질수록 잔류과잉간극수압이 크게 되는 경향이 나타났으며, 40cm의 깊이에서 Case1의 경우는 2.5kPa, Case2의 경우는 4.4kPa, Case3의 경우는 6.5kPa의 최대과잉간극수압값이 나타났다. 또한, 6000초의 수치계산시간 내에 과잉간극수

압의 정상상태가 나타나는 깊이가 다르게 나타났으며, 파고 3cm와 6cm의 경우에는 10cm의 깊이까지 정상상태가 나타나고, 파고 9cm의 경우에는 30cm의 깊이에서도 비교적 정상상태를 나타내 전면부와는 정상상태가 나타나는 깊이가 다소 차이가 나는 것을 알 수 있다.

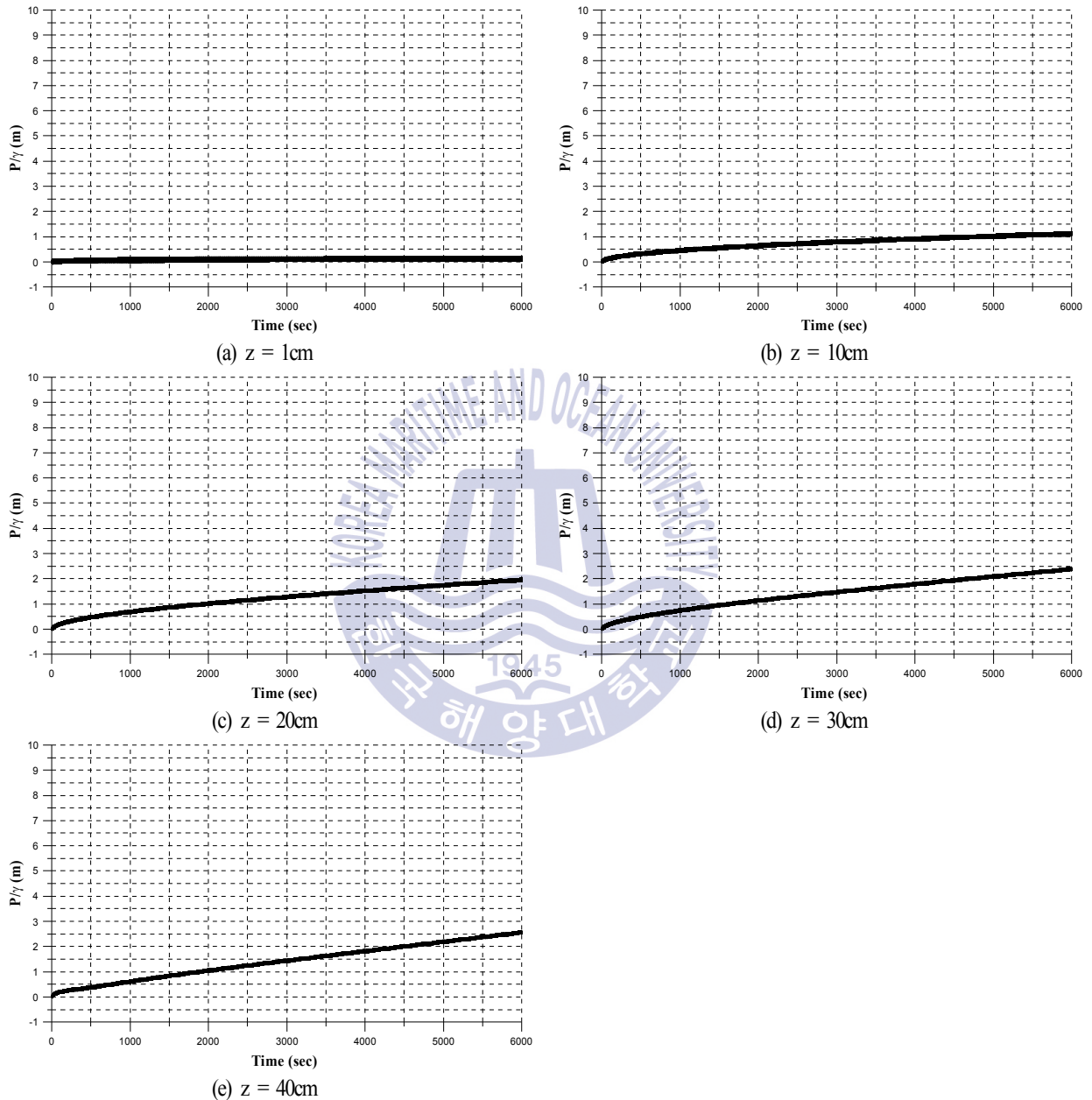
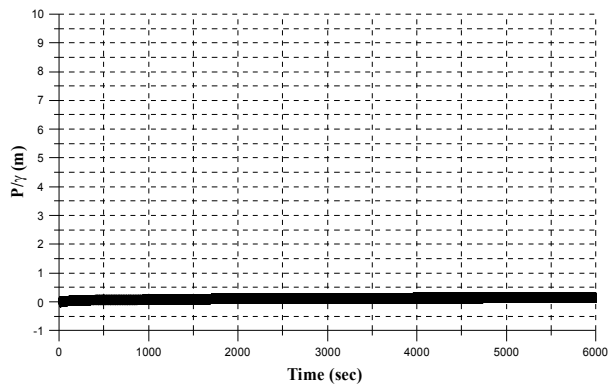
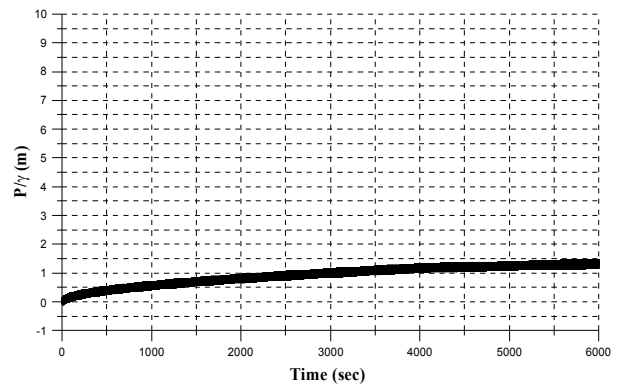


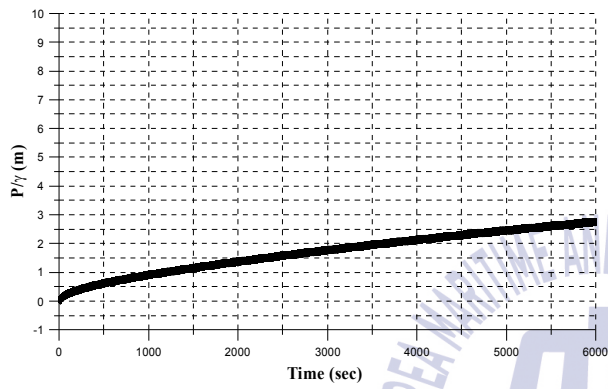
Fig 4.11. Time history of excess pore water pressure at the measuring points D.  $H=3\text{cm}$ ,  $T=1.4\text{sec}$



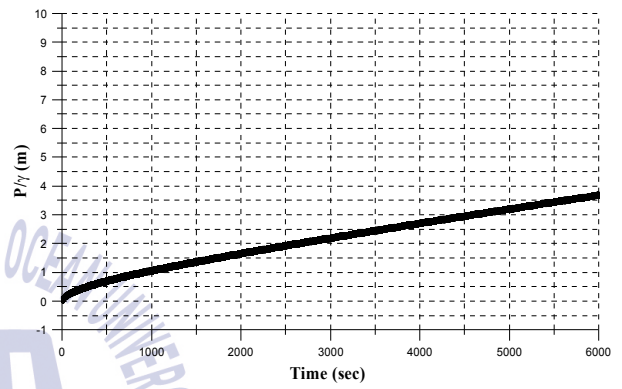
(a)  $z = 1\text{cm}$



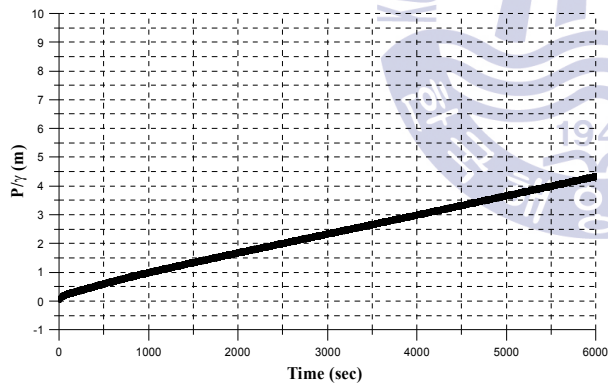
(b)  $z = 10\text{cm}$



(c)  $z = 20\text{cm}$



(d)  $z = 30\text{cm}$



(e)  $z = 40\text{cm}$

Fig 4.12. Time history of excess pore water pressure at the measuring points D.  $H=6\text{cm}$ ,  $T=1.4\text{sec}$

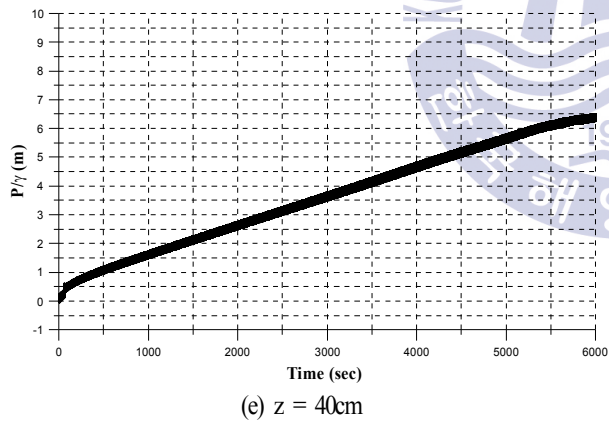
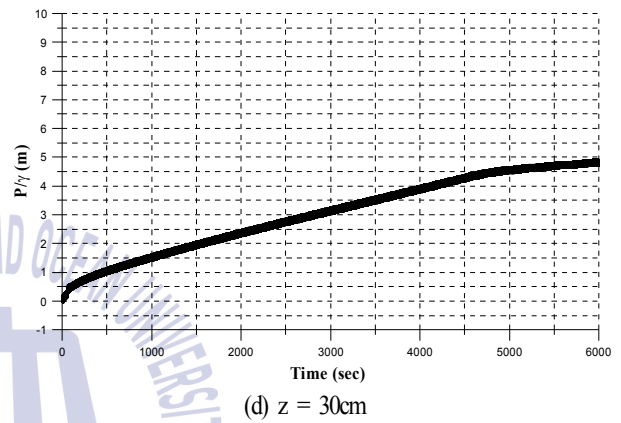
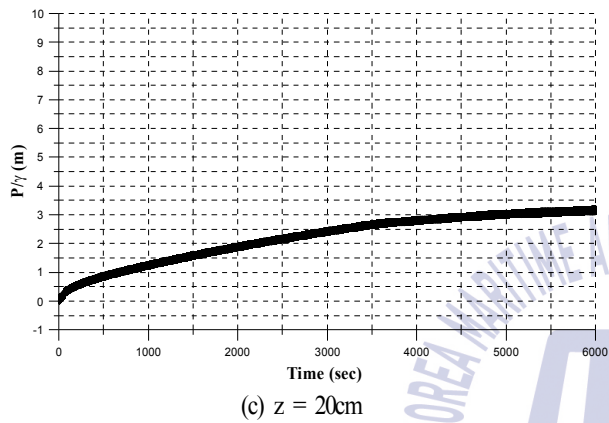
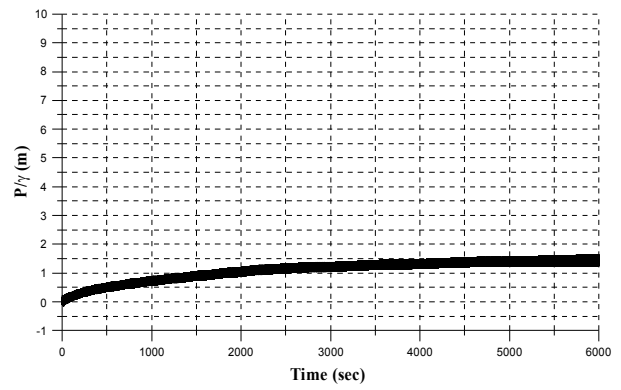
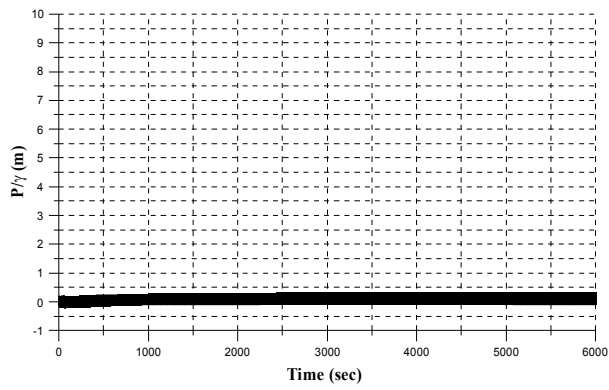


Fig. 4.13. Time history of excess pore water pressure at the measuring points D.  $H = 9\text{cm}$ ,  $T = 1.4\text{sec}$

다음의 Fig. 4.14~16은 측정지점 B~C에서 6000초의 계산종료시점에서 깊이별로 잔류과잉간극수압을 연직분포로 나타낸 그래프이며, 앞서 언급하였듯이 세 측정지점 모두 지반의 깊이가 깊어질수록 잔류과잉간극수압이 커지는 것을 확인할 수 있다. 해저지반 전면부와 후면부의 표층에서는 잔류성분이 거의 나타나지 않으므로 압력수두가 0에서 시작하지만, 잠제 중앙부에서는 잔류성분이 크게 나타나 약 1.5m~2m의 압력수두가 초기점인 것을 알 수 있다. 또한, 중앙부의 얇은 깊이에서 일정하지 않은 경향이 나타나며, 이는 상부잠제의 거동으로 인한 것으로 판단된다.

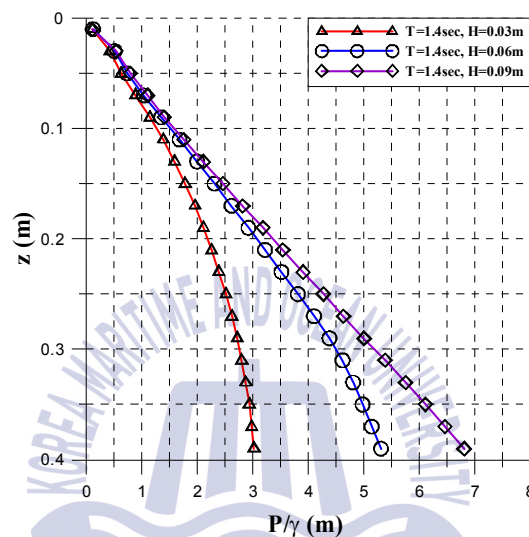


Fig. 4.14. Vertical distribution of pore water pressure head versus soil depth, Measuring point B.

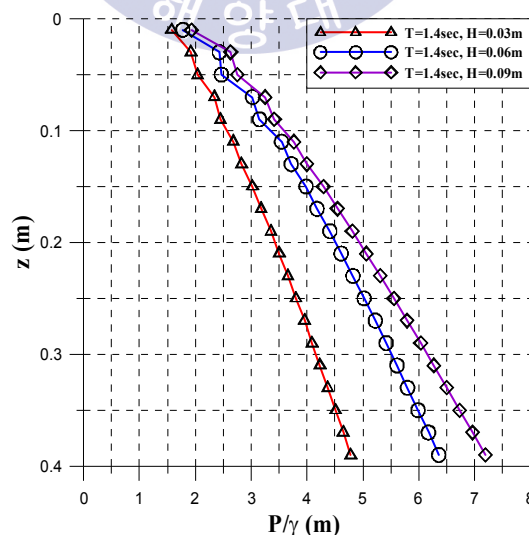


Fig. 4.15. Vertical distribution of pore water pressure head versus soil depth, Measuring point C.



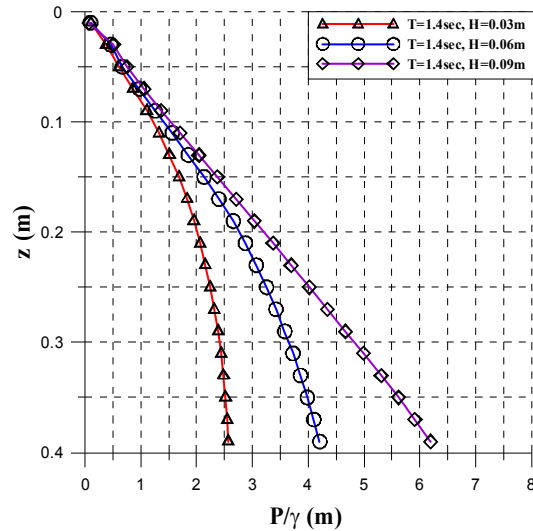


Fig. 4.16. Vertical distribution of pore water pressure head versus soil depth, Measuring point D.

#### 4.4.2 과잉간극수압비

Fig. 4.17~25는 측정지점 B~D에서 해저지반의 액상화가능성을 확인하기 위하여 깊이별로 산정된 과잉간극수압비의 변화를 나타낸 그림이다. 보통 과잉간극수압비는 초기유효응력  $\sigma'_0$ 과 과잉간극수압  $P$ 의 비  $P/\sigma'_0$ 로 정의하며,  $P/\sigma'_0$ 값이 1이상으로 되는 경우에 지반액상화현상이 발생하는 것으로 보고 액상화가능성을 추정하는 것이 일반적이지만, FLIP모델에서는 식 (4.1)과 같은 유효응력 감소비로 과잉간극수압비를 나타내며 이로부터 액상화현상을 추정한다. 식 (4.1)식에서  $\sigma'_m$ 은 평균유효응력,  $\sigma'_{mst}$ 는 초기유효응력을 뜻하며, 식 (4.2)와 같이 유효응력 감소비가 0.95보다 같거나 큰 경우에 해저지반 액상화현상이 발생하는 것으로 보고 액상화현상을 추정한다.

$$\text{Excess pore water pressure ratio} = 1 - \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mst}} \quad (4.1)$$

$$1 - \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mst}} \geq 0.95 \quad (4.2)$$

##### (1) 잠제 전면부의 해저지반 – 측정지점 B

Fig. 4.17~19은 측정지점 B에서 파고에 따른 해저지반의 액상화 가능성을 확인하기 위하여 깊이별로 산정된 과잉간극수압비의 변화를 나타낸 그림이다. Case 1~3 모두 유효응력이 가장 작은 해저지반표면에서 최대과잉간극수압비의 값이 산정되었으며, 파고 3cm는 약 0.68, 파고 6cm의 경우는 0.7, 파고 9cm의 경우는 0.8로 산정되었다. 또한, Case 2~3의 경우 계산시간 후반부에서 과잉간극수압의 진동성분이 커지는 것을 알 수 있으며, 이는 과잉간극수압이 증가한만큼 유효응력이 작아지고, 유효응력이 작아진 지반이 파압의 영향을 바로 받아 과잉간극수압비의 진동성분이 증가된 것으로 판단된다. Case 1~3 모두 비교적 정상

상태의 수치값이며, 액상화의 판단기준인 0.95보다 작은 수치 값이므로, 잠제 전면부의 해저지반표면에서 6000초의 수치계산시간 내에 액상화현상이 일어나지 않지만 Case 2~3의 경우는 액상화 발생가능성이 비교적 높은 것으로 보이며, 비교적 높은 과잉간극수압비가 산정된 것으로 보았을 때 지반의 유효응력은 크게 감소된 것으로 판단된다. 그러나, Case 1~3 모두 다른 깊이의 과잉간극수압비 값들은 정상상태가 아니기 때문에 정상상태가 나타날 때까지 수치계산시간을 늘려 액상화 가능성을 판단하는 연구가 추가적으로 필요할 것으로 판단된다.

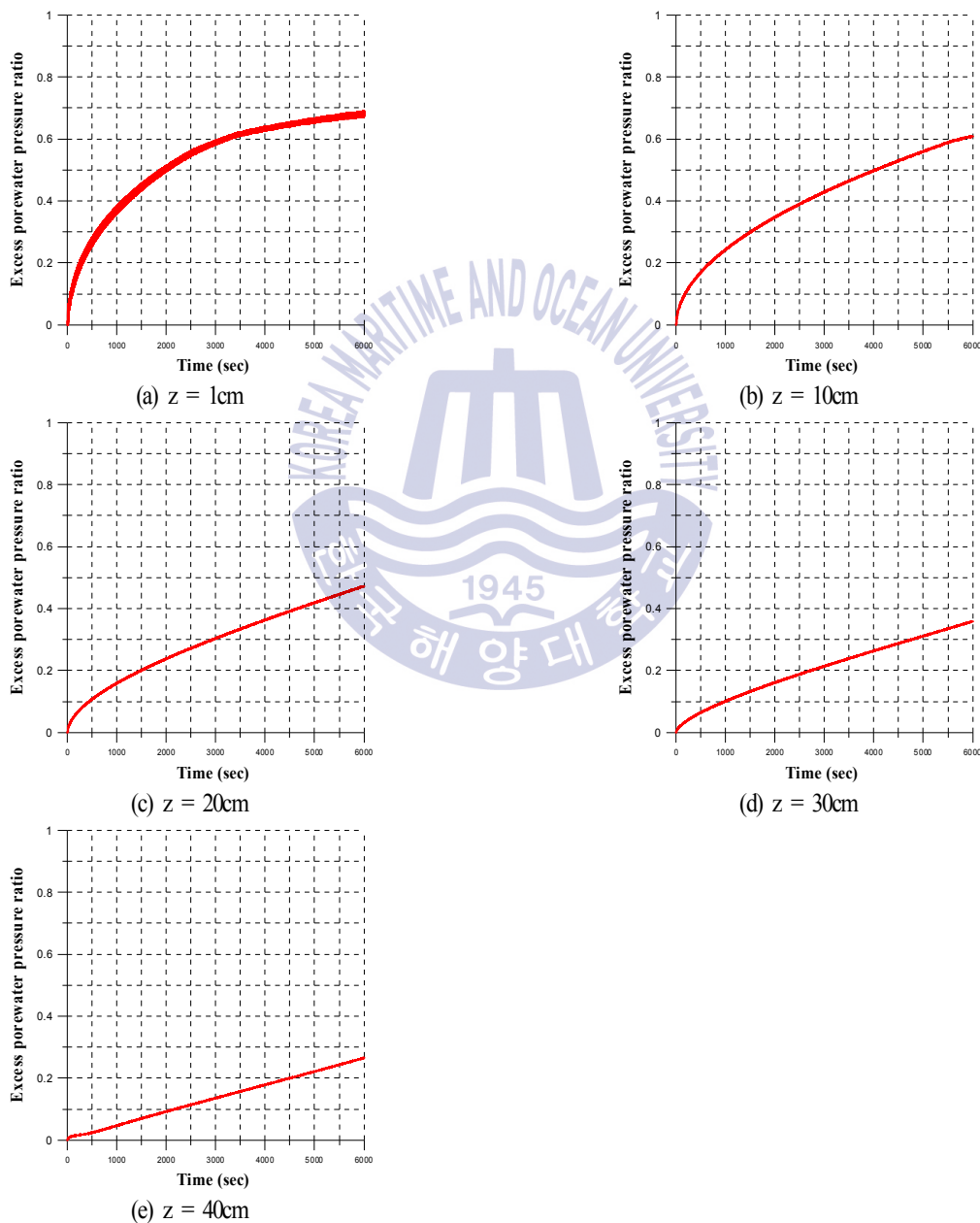


Fig 4.17. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points B.  $H=3\text{cm}$ ,  $T=1.4\text{sec}$

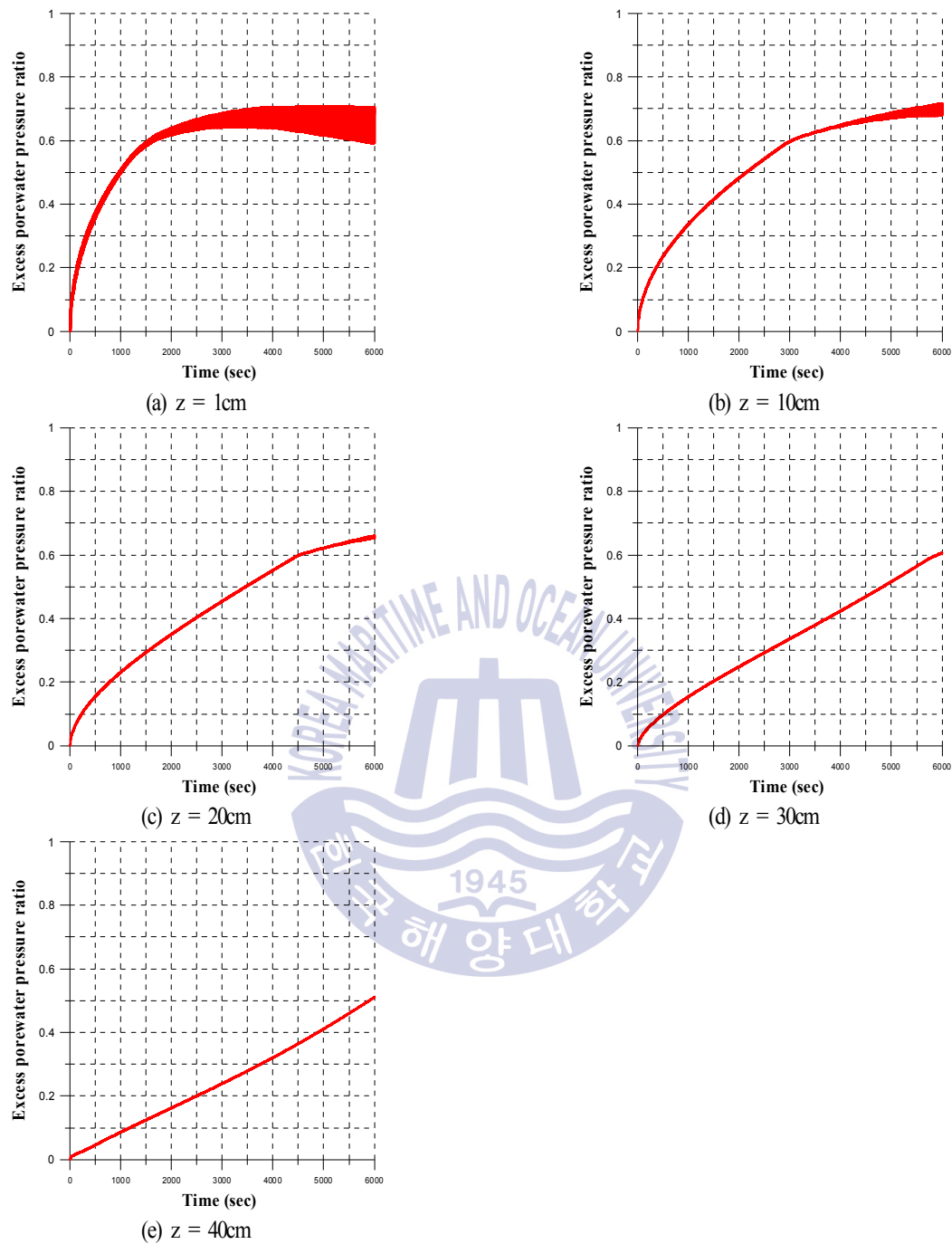


Fig 4.18. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points B.  $H=6\text{cm}$  ,  $T=1.4\text{sec}$

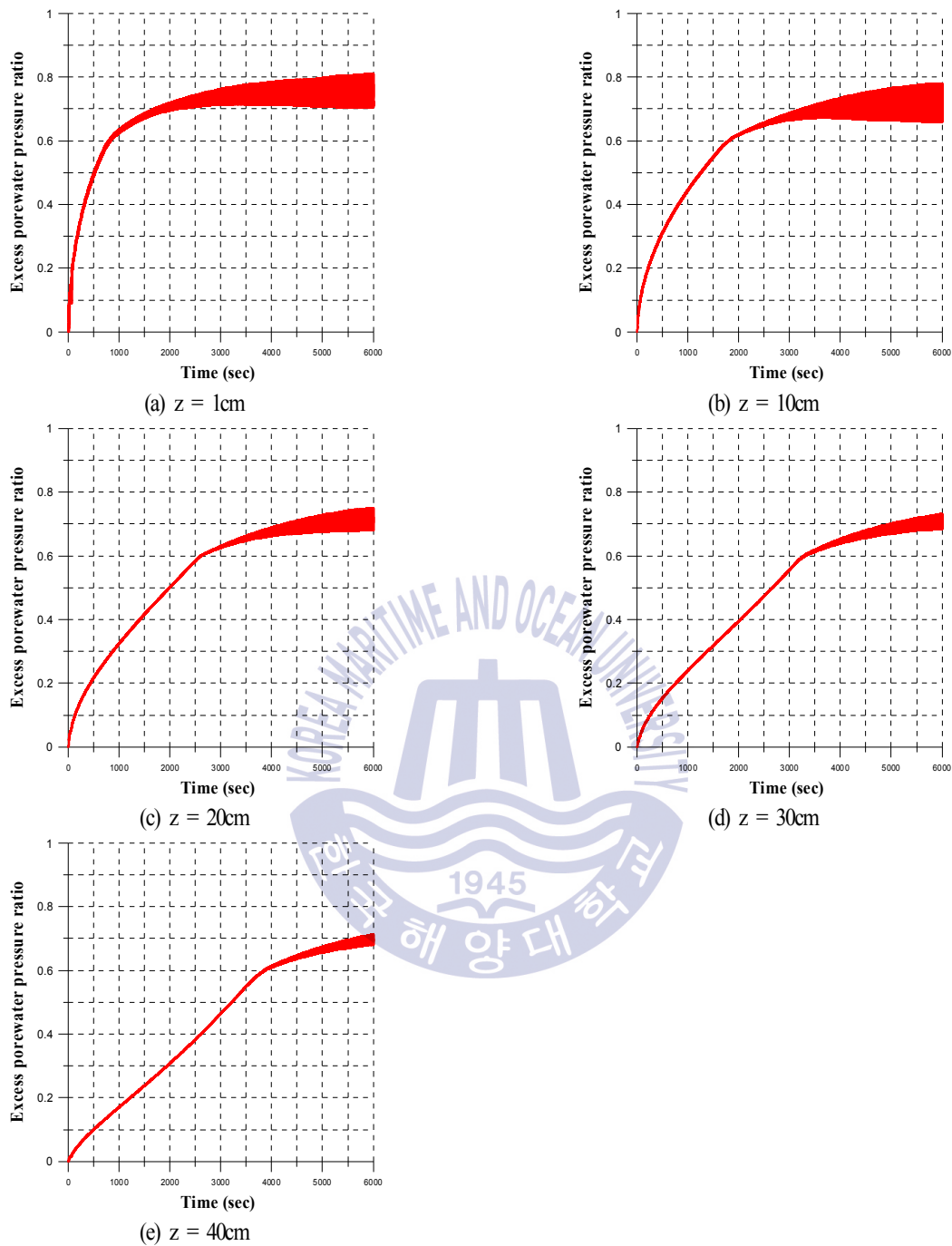


Fig 4.19. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points B.  $H=9\text{cm}$ ,  $T=1.4\text{sec}$

## (2) 잠제 중앙위치의 잠제하 해저지반 – 측정지점 C

Fig. 4.20~22은 측정지점 C에서 파고에 따른 해저지반의 액상화 가능성을 확인하기 위하여 깊이별로 산정된 과잉간극수압비의 변화를 나타낸 그림이며, 잠제 전면부와는 다르게 Case 1~3 모두 20cm의 깊이에서 최대과잉간극수압비의 값이 산정되는 것을 알 수 있다. 과잉간극수압비는 지반의 깊이 측면에서 보았

을 때 과잉간극수압의 증가율과 유효응력의 증가율로 정의할 수 있으며, 지반의 깊이가 깊어질수록 잔류 과잉간극수압은 증가하며, 유효응력 또한 증가하는 것이 일반적인 경향이다. 잠제 중앙부에서는 20cm의 깊이까지는 유효응력의 증가비율보다 과잉간극수압의 증가비율이 크게 나타나 다음과 같은 경향이 나타나며, 그 이후 깊이부터는 유효응력의 증가율이 과잉간극수압의 증가율보다 크게 나타나 다시 감소하는 경향이 나타난 것으로 판단된다. 모든 Case가 6000초의 계산시간 내에서는 액상화 판단기준인 0.95보다 작은 과잉간극수압비의 값이 산정되었으나, 상향의 경향으로 계산이 종료되었으므로 수치계산시간을 더 길게 하여 액상화 가능성을 판단할 필요가 있다고 판단된다.

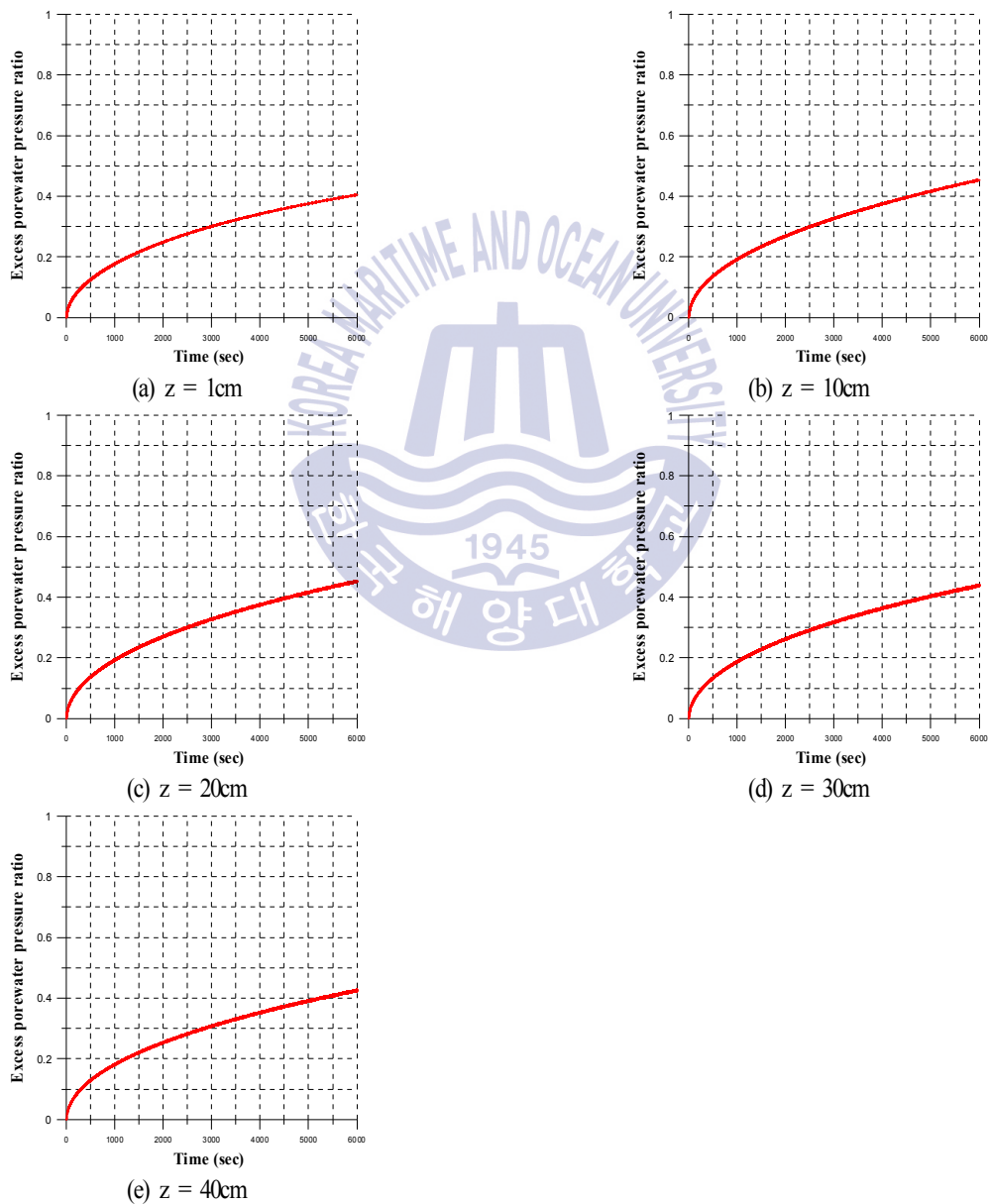


Fig. 4.20. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points C.  $H=3\text{cm}$ ,  $T=1.4\text{sec}$

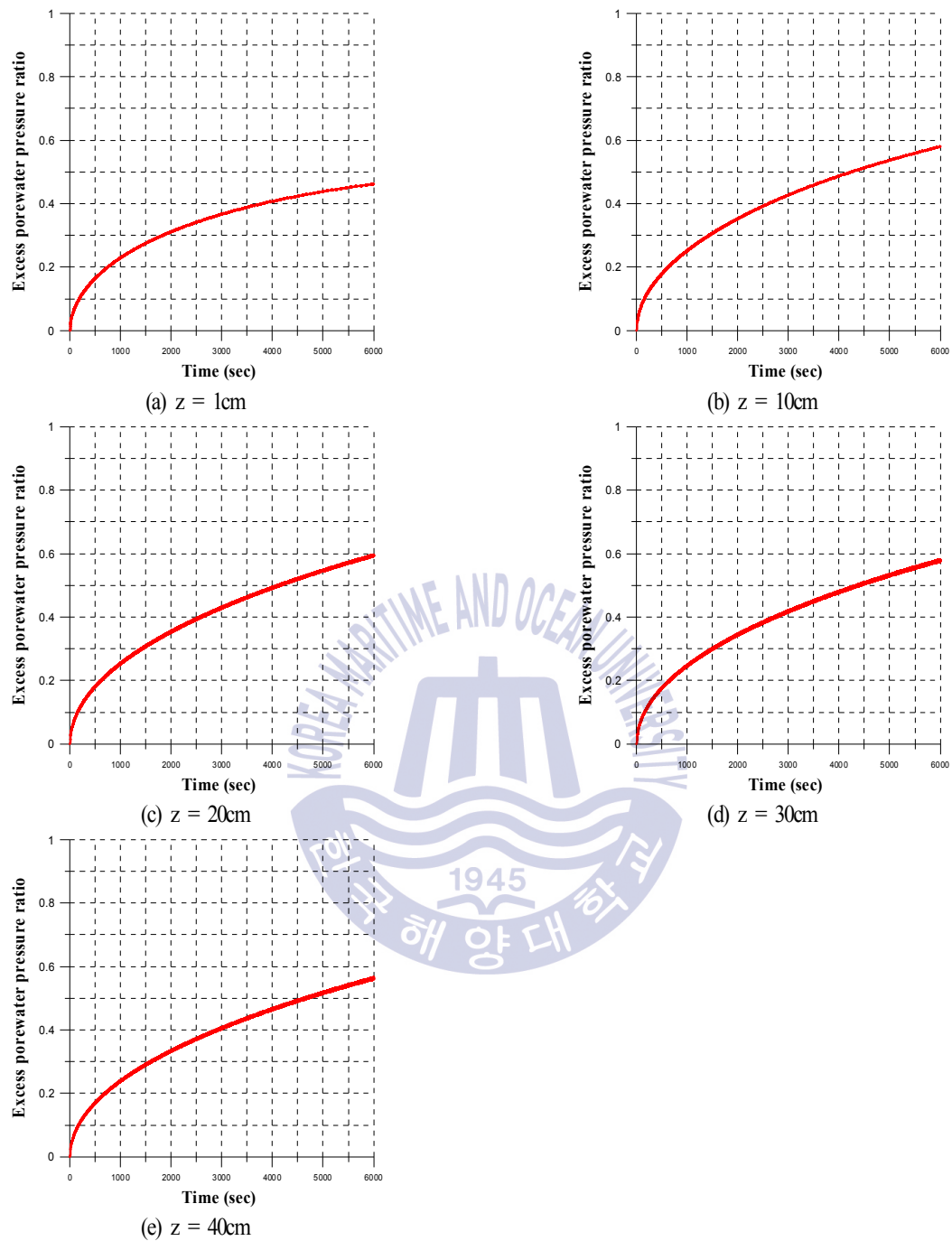


Fig. 4.21. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points C.  $H=6\text{cm}$ ,  $T=1.4\text{sec}$

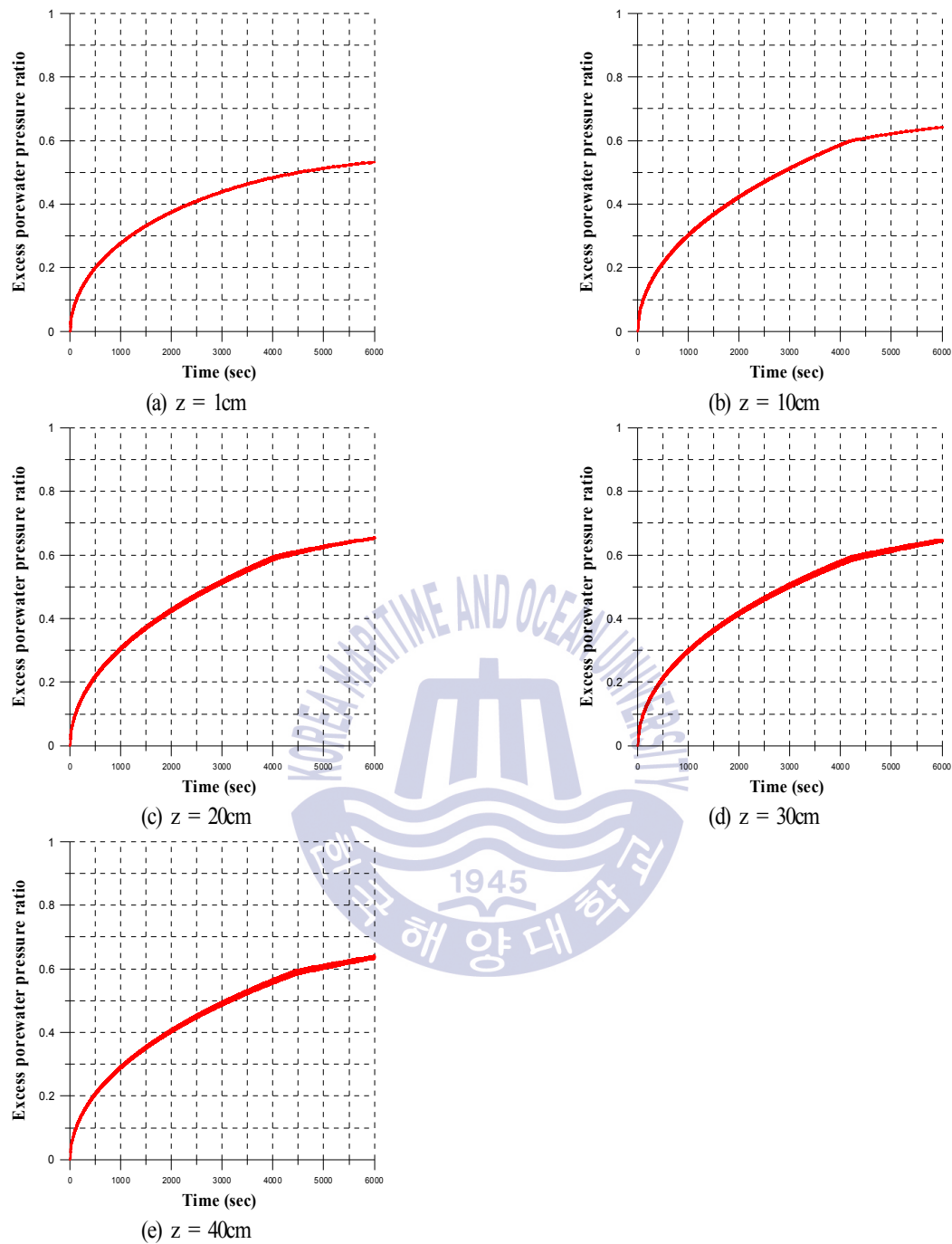


Fig 4.22. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points C.  $H=9\text{cm}$ ,  $T=1.4\text{sec}$

### (3) 잠제 후면부의 해저지반 - 측정지점 D

Fig. 4.23~25는 측정지점 D에서 파고에 따른 해저지반의 액상화가능성을 확인하기 위하여 깊이별로 산정된 과잉간극수압비의 변화를 나타낸 그림이다. 잠제 전면부와 비슷하게 해저지반표면에서 최대과잉간극수압비가 나타난 것을 알 수 있으며, 잠제의 영향으로 잠제 후면부 지반에는 전면부보다 작은 과잉이



외력으로 작용하고, 그로 인해 과잉간극수압도 작게 산정되므로 과잉간극수압비도 전면부보다는 작은 값이 산정되는 것을 알 수 있다. 또한, 잠제 후면부의 경우도 잠제 전면부와 마찬가지로 Case 2~3의 경우 계산시간 후반부에서 과잉간극수압의 진동성분이 커지는 것을 알 수 있는데, 이는 과잉간극수압이 증가한만큼 유효응력이 작아지고, 유효응력이 작아진 지반이 과압의 영향을 직접적으로 받아 과잉간극수압비의 진동성분으로 나타난 것으로 판단된다. 그러나 Case 1~3 모두 잠제 전면부와 과잉간극수압비의 차이가 크게 나타나지 않으므로 잠제 전면부에서 액상화가 발생한다면, 후면부에서도 액상화현상이 일어날 가능성이 큰 것을 알 수 있다. 잠제 후면부에서도 액상화현상은 일어나지 않지만 지반의 유효응력이 크게 감소된 것을 알 수 있다.

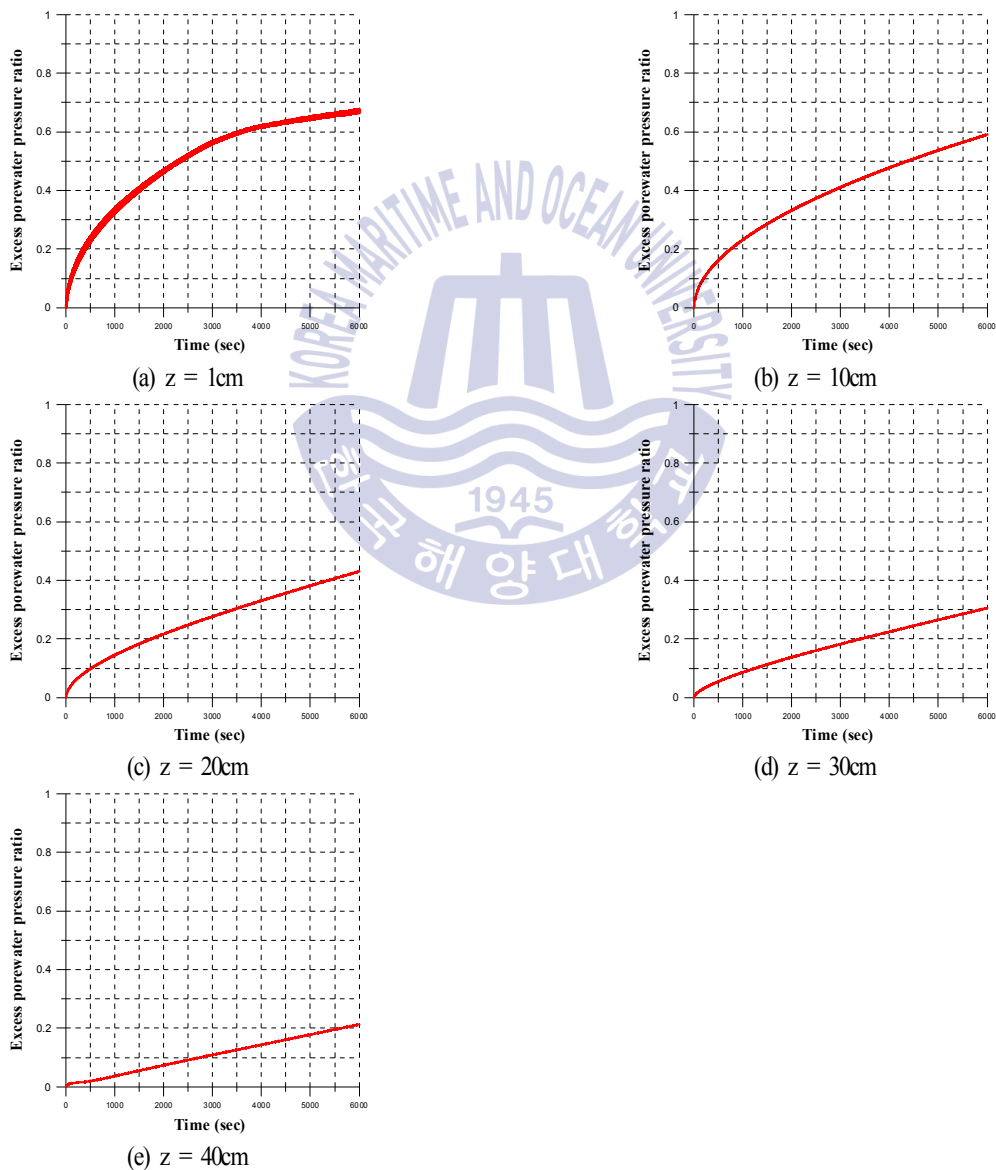


Fig. 4.23. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points D.  $H=3\text{cm}$  ,  $T=1.4\text{sec}$

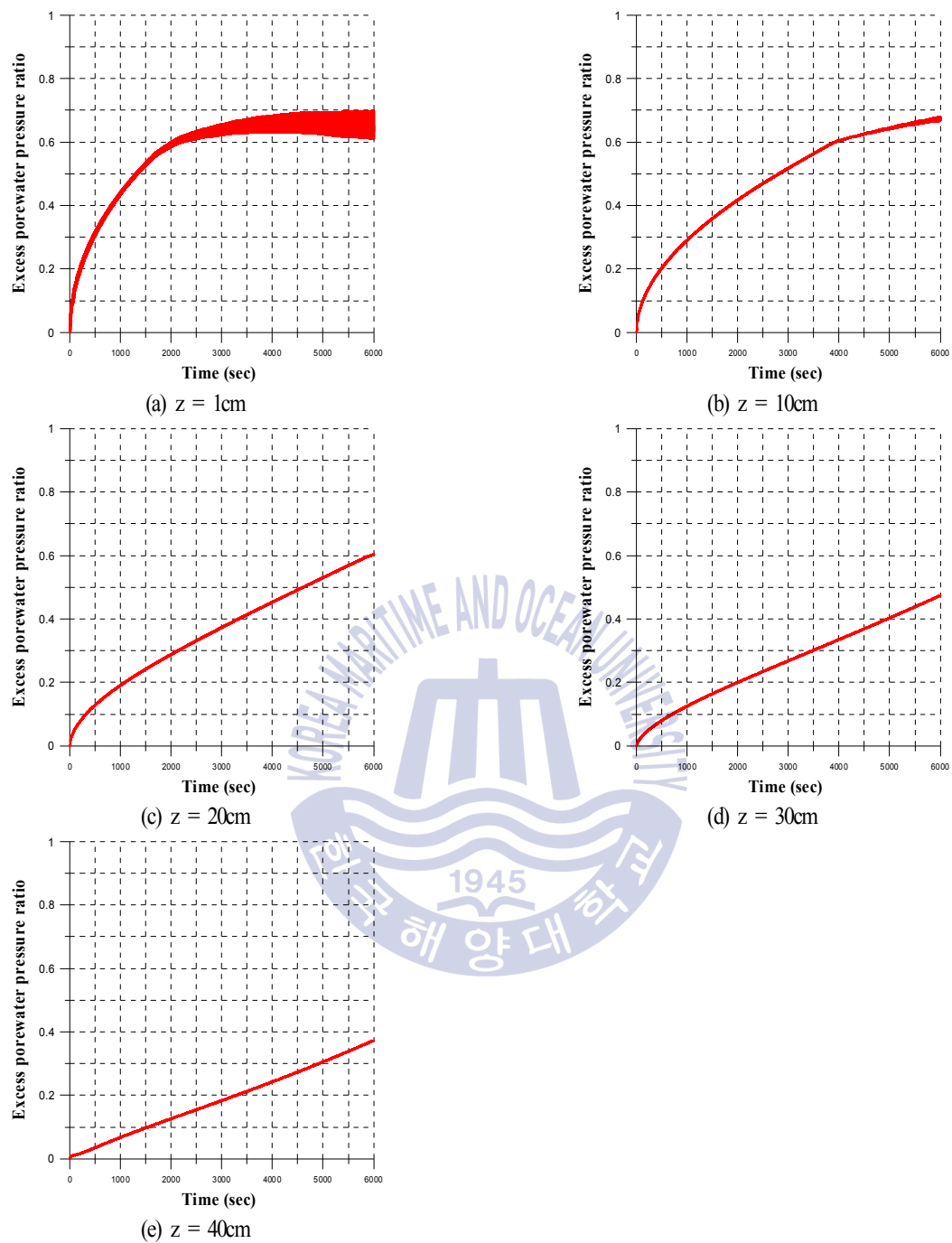


Fig. 4.24. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points D.  $H=6\text{cm}$  ,  $T=1.4\text{sec}$

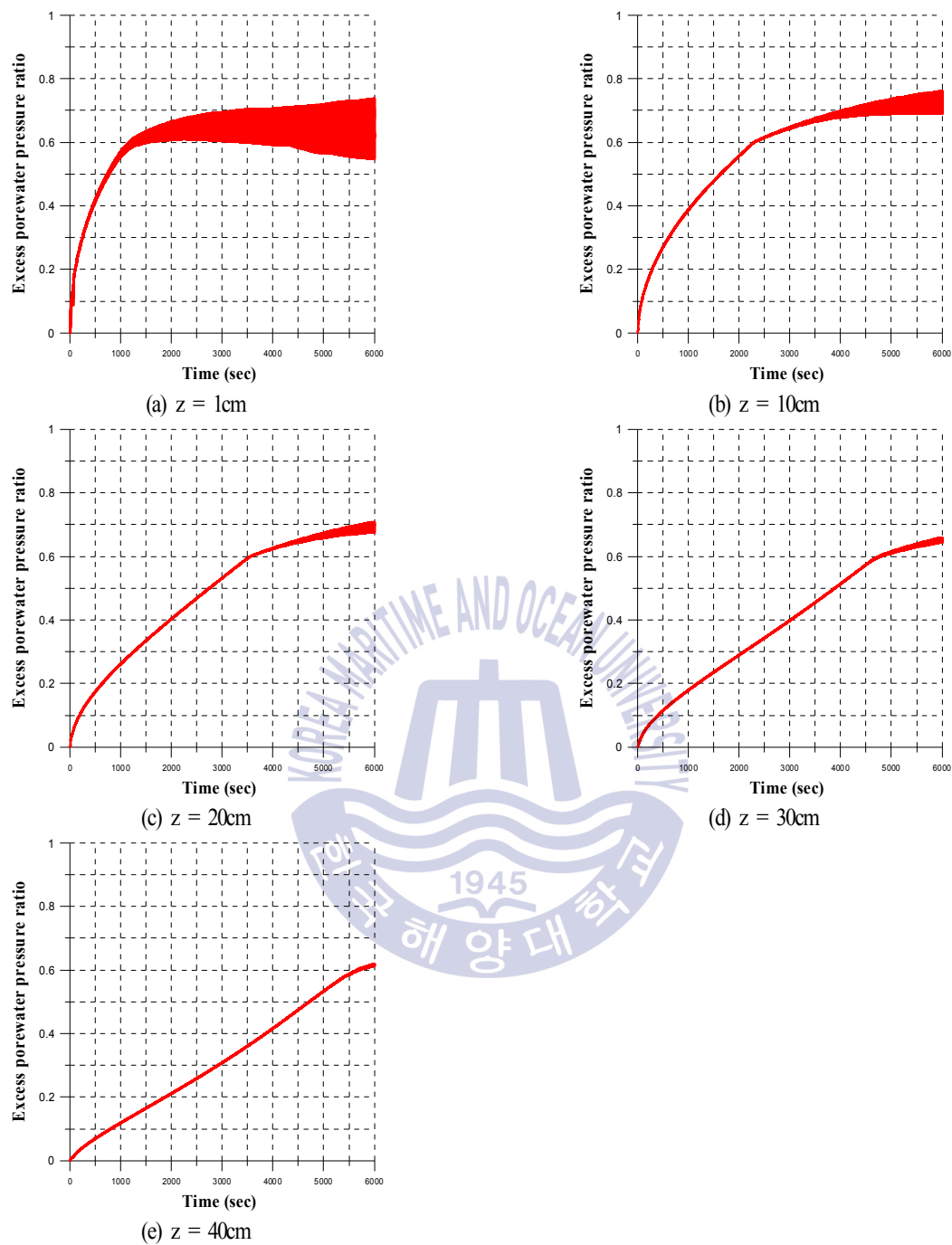


Fig. 4.25. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points D.  $H=9\text{cm}$  ,  $T=1.4\text{sec}$

## 4.5 결론

본 연구에서는 2D-NIT모델로부터 일정수심의 규칙파랑작용하 해저면 및 잠제표면에 작용하는 동파압을 산정하고, 이를 FLIP모델의 외력치로 적용하여 해저지반 내 동적응답을 수치모델링하였다. 수치과정으로 얻어진 수치결과와 Mizutani et al.(1998)에 의한 실험치와의 비교 및 검토로부터 수치해석결과의 타당성을 검증하였으며, 본문에서 언급된 중요한 사항을 다음에 요약하여 기술한다.

(1) 과잉간극수압의 시계열로부터 잠제 전면부의 해저지반 및 후면부의 해저지반은 해저지반표면에서는 잔류성분은 미소하게 나타나고, 진동성분이 다른 깊이보다 크게 나타나는 것을 알 수 있었다. 이로부터 잠제가 상부에 존재하지 않는 해저지반표면에서 액상화현상이 일어난다고 가정하였을 때, 잔류성분에 의한 액상화보다 진동성분에 의한 액상화가능성이 큰 것을 파악 할 수 있었다. 또한 깊이가 깊어질수록 진동성분은 줄어들고, 잔류성분이 크게 나타나며, 잔류성분에 의해 과잉간극수압이 크게 나타나는 현상이 Case 1~3에서 동일하게 나타나는 것을 알 수 있었다.

(2) 잠제 중앙위치의 하부지반의 해저지반 표면에서는 잔류과잉간극수압이 비교적 크게 나타나며, 이는 잠제표면에 외력이 작용하고 해저지반으로 외력의 전달과정에서 잠제의 높이만큼 잔류성분이 나타난 것으로 판단된다. 이러한 결과치로부터 잠제하부지반의 액상화현상은 잔류성분으로 인해 발생하는 것일 가능성이 큰 것으로 판단된다.

(3) 잠제하부지반도 깊이가 깊어질수록 잔류과잉간극수압이 크게 나타나는 현상은 다른 측정지점과 동일하게 나타났으며, 얇은 깊이에서는 과잉간극수압값이 일정한 경향으로 증가하지 않는 현상이 나타났으며, 이는 상부잠제의 거동으로 인한 것으로 판단된다.

(4) 잠제 전면부와 후면부에서는 파고 3cm, 6cm, 9cm의 경우 모두 해저지반표면에서의 과잉간극수압비값이 액상화 판단기준인 0.95보다 작게 산정되어 수치적으로는 액상화가 발생하지 않으나, Case 2~3의 경우 비교적 높은 과잉간극수압비가 산정된 것으로 보았을 때 지반 액상화 가능성이 높으며, 지반의 유효응력은 크게 감소된 것을 알 수 있다.

(5) 잠제 전면부와 후면부 모두 Case 2~3의 경우 계산시간 후반부에서 과잉간극수압의 진동성분이 커지는 것을 알 수 있으며, 이는 과잉간극수압이 증가한만큼 유효응력이 작아지고, 유효응력이 작아진 지반이 파압의 영향을 직접적으로 받아, 과잉간극수압비의 진동성분으로 나타난 것으로 판단된다.

(6) 잠제 전면부 및 후면부의 측정지점에서 지반의 깊이가 깊어질수록 과잉간극수압비가 낮아지는 경

향이 나타났으며, 파고가 작은 3cm의 경우는 과잉간극수압비가 줄어드는 경향이 확연하게 나타나지만, 파고가 높아질수록 과잉간극수압비가 감소하는 경향이 작게 나타나는 것을 알 수 있었다. 이는 외력이 클수록 액상화 깊이가 깊게 발생할 수 있다는 것을 알 수 있다.

(7) 잠제 중앙위치 하부지반에서는 다른 측정지점과는 다르게 20cm의 깊이에서 최대과잉간극수압비 값이 산정된 것을 알 수 있다. 이는 지반의 깊이가 깊어질수록 잔류과잉간극수압과 유효응력은 증가하는데, 20cm의 깊이까지는 유효응력의 증가비율보다 과잉간극수압의 증가비율이 크게 나타나 20cm의 깊이에서 최대과잉간극수압비 값이 산정됐으며, 그 이후 깊이부터는 다시 유효응력의 증가율이 과잉간극수압의 증가율보다 크게 나타나 깊이가 깊어질수록 과잉간극수압비가 작아지는 경향이 나타난 것으로 판단된다.

(8) 본 연구의 Case들이 6000초의 계산시간 내에서는 액상화 판단기준인 0.95보다 작은 과잉간극수압비 값이 산정되었으나, 상향의 경향으로 계산이 종료된 경우도 있으므로, 수치계산시간을 더 길게 하여 과잉간극수압비값이 정상상태 일 때의 액상화 가능성을 판단할 필요가 있다고 판단된다.



---

# 5장 불규칙파랑하 잠제 주변에서 해저지반 내 동적응답의 수치해석

---

## 5.1 서론

근래, 파랑으로 인한 해안침식 및 표사이동 등과 같은 해저지반환경문제가 각국 및 각지에서 심각하게 대두되면서 지반환경을 포함한 해안환경보존의 중요성이 일층 강조되고 있다. 해양·해안시설의 보호 및 해안환경문제의 해결을 위하여 직립제, 경사제 혹은 혼성제로 대별되는 방파제가 건설되어 왔지만, 방파제의 구조적 특성으로 인하여 해수유동이 자유롭지 못하다는 해안환경의 측면에서 단점이 나타나면서 해수유동이 자유로워 해안환경 및 생태계 측면에서도 우수하게 평가되고, 표사제어에도 대응 가능한 잠제가 많이 계획·설치되고 있다. 앞서 언급한 방파제 및 잠제와 같은 해안구조물 근방에서는 연안지형과 지반의 특성 및 파랑과 흐름의 성질에 따라 자연적 및 인위적인 요인들이 복잡하게 작용하여 국부적인 침식(세굴) 및 퇴적, 그리고 광역에 걸친 지형변동이 여러 가지 형태로 발생 및 발달하며, 이러한 지형변동은 연안의 해저지반을 끊임없이 변화시키는 것으로 보고되고 있다(해양수산부, 2005). 연안역에서 지형변동의 한 원인으로 각종 개발사업과 관련된 인공구조물의 건설에 따른 해역환경변화를 들 수 있지만, 근래 또 다른 하나의 원인으로 파동에 의한 해저지반의 액상화가 지목되고 있다.

태풍에 의한 고파랑이나 폭풍해일 등으로부터 해저지반 상에 해안구조물이 설치된 경우 파동장에서는 파랑변형이 발생되고, 해저지반은 반복적이고 지속적인 파랑하중을 받게 된다. 이러한 동적 파랑하중의 작용이 장시간 지속되는 경우 해저지반 내에서는 과잉간극수압의 증가, 이에 따른 유효응력의 감소로 인한 지지력의 감소, 종국에는 지반액상화 및 세굴 등이 발생되어 구조물의 파괴 및 유실로 이어질 수 있다.

앞의 4장에서는 규칙파를 대상으로 하고 있다. 하지만 실제의 파동은 불규칙파동에 보다 가깝고, 따라서 불규칙파동장하에 작용하는 파압을 외력으로 적용하여 해저지반 내 과잉간극수압 및 과잉간극수압비 등과 같은 동적응답을 명확히 평가할 필요가 있다. 따라서, 본 연구에서는 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 수치해석법(이 등, 2013)으로부터 해저지반표면 및 잠제 표면에서 시간변동의 불규칙파압을 산정하고, 그 결과를 지반의 동적거동을 정밀하게 재현할 수 있는 수치해석프로그램(Finite element analysis LIquefaction Program(이하 FLIP); Iai et al., 1992a, 1992b)의 외력으로 사용하여 해저지반 내에서 진동과잉간극수압, 잔류과잉간극수압, 과잉간극수압비 대한 시간변화와 주파수스펙트럼의 분석으로부터 불규칙파랑하 잠제주변 지반의 동적응답특성을 정량적으로 평가한다.

## 5.2 계산조건

### 5.2.1 파동부에서 계산조건

Fig. 5.1과 같은 30cm의 일정수심 불규칙파동장에 설치된 잠제를 대상으로 2D-NIT모델(이 등, 2013)로부터 해저면 및 잠제표면에서 파동으로 인한 동파압을 산정하였다. 그림에서 잠제의 높이 21cm, 폭은 189cm이며, 불규칙파랑의 수치해석에 적용된 입사파의 제원은 다음의 Table 5.1과 같고, 표에서 Case 2의 경우는 잠제 상부에서 쇄파가 발생하는 케이스이다.

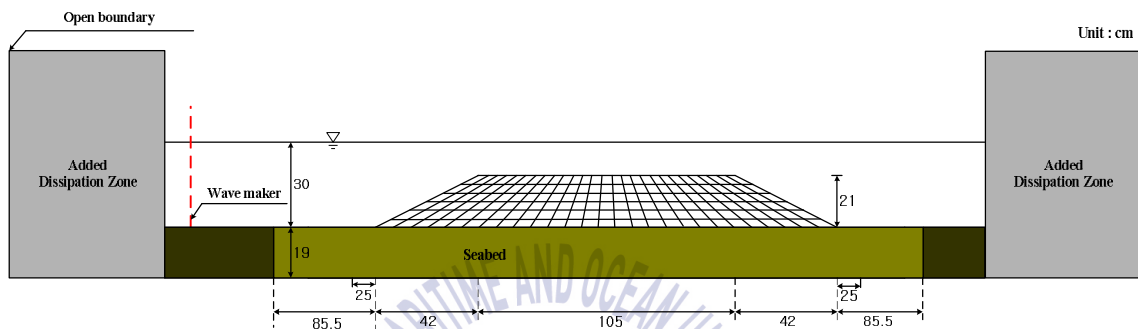


Fig. 5.1. Schematic diagram of the numerical wave tank domain used for this numerical simulation

Table 5.1. Irregular wave conditions applied to 2D-NIT model

Case No.	Still water depth $h$ (cm)	Significant wave height $H_{1/3}$ (cm)	Significant wave period $T_{1/3}$ (sec)
1	30	5	1.4
2	30	9	1.4

### 5.2.2 지반부에서 계산조건

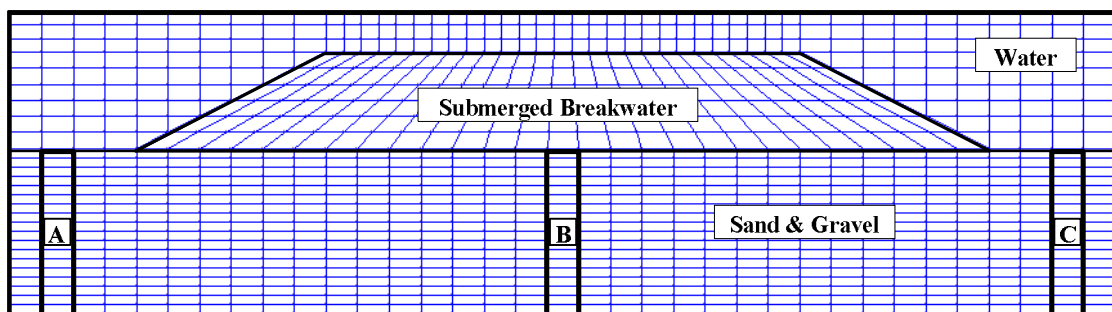


Fig. 5.2. Schematic diagram of the breakwater and ground formation domain used for FLIP

이상에서 제시된 불규칙파랑의 입사조건과 구조물의 형상 및 크기를 2D-NIT모델에 적용하여 파동부의



해저면 및 잠제표면에서 과압을 산정하고, 이를 지반해석프로그램 FLIP모델(lai et al., 1992a, 1992b)에 지반상면에서 외력치로 적용한다. 그리고, FLIP모델에 동시에 적용되는 해저지반부는 자갈과 모래로 구성되어 있는 지반이고, 물성치는 다음의 Table 5.2와 같으며, 잠제의 물성치는 Table 5.3과 같다. FLIP모델에서는 액상화 특성을 규정하는 액상화파라미터라는 값들이 요구되며, 이들 파라미터값에 따라 데이터의 전체적인 변화양상 및 수치값, 액상화 강도 등 액상화현상을 규명하는 데이터들이 크게 달라지므로 매우 중요한 파라미터라고 할 수 있다. 본래 액상화파라미터는 반복삼축시험, 반복단순전단시험, 중공원통공시체를 사용한 반복비틀림시험등, 어느 것이든지 반복전단시험을 실시하고, 그 결과에 기초하여 응력경로, 액상화저항곡선, 과잉간극수압의 상승곡선 및 변형을 진폭의 증가 곡선으로부터 총 6개의 파라미터( $\phi_p$ ,  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $w_1$ ,  $c_1$ ,  $S_1$ )를 결정하게 된다. 액상화파라미터 및 동적변형 특성을 규정하는 파라미터에 관하여 간단히 정의한 것이 Table 5.5이다. 본 연구에서는 연구 여건상 FLIP모델의 구성 프로그램인 FLIPsim 프로그램으로 액상화파라미터들을 산정하였으며, 프로그램에서 액상화파라미터의 산정조건은 표준관입시험(SPT)에서 N치가 25, 세립토 함유율이 12%이고, 그에 해당하는 액상화파라미터는 Table 5.4에 제시되어있다. Fig.5.2는 FLIP모델에 적용된 유한요소격자망이며, 본 연구 또한 2D-NIT에서 각 요소에서 산정된 과압이 동일 위치에서 외력으로 적용하기 위하여 해저표면에서 2D-NIT와 FLIP모델의 유한요소격자망을 동일하게 구성하였다. 이 때, 지반경계에 대해 하부경계조건은 수평변위는 허용하고, 수직변위는 구속하였으며, 측면경계조건은 수직변위를 허용하고, 수평변위를 구속하였다. 마지막으로 지반의 동적응답 산정 위치는 Fig. 5.2의 잠제 전면 지반 A, 잠제 중앙지점 하부지반 B, 잠제 후면 지반 C 총 세 지점의 지반에서 깊이별로 과잉간극수압과 과잉간극수압비 값을 산정하였다.

Table 5.2. Soil properties used for FLIP model (Sand & Gravel)

Poisson ratio	Porosity	Shear Modulus	Bulk Modulus	Angle of internal friction
0.40	0.4	$2.5 \times 10^4 \text{ kPa}$	$1.167 \times 10^5 \text{ kPa}$	$35^\circ$

Table 5.3. Submerged breakwater properties used for FLIP model

Poisson ratio	Porosity	Shear Modulus	Bulk Modulus	Angle of internal friction
0.24	0.33	$1.00 \times 10^6 \text{ kPa}$	$1.59 \times 10^6 \text{ kPa}$	$37^\circ$

Table 5.4. Liquefaction parameter ( SPT N = 25, Fc = 12% )

$\phi_p$	$w_1$	$p_1$	$p_2$	$c_1$	$S_1$
$28^\circ$	0.005	52.43	0.5	0.384	0.187

Table 5.5. FLIP model parameter

분 류	모델파라미터	
동적변형 특성	$G_{ma}$	전단탄성계수 ( $\sigma'_m = \sigma'_{ma}$ 에 있어서 값)
	$K_{ma}$	체적탄성계수 ( $\sigma'_m = \sigma'_{ma}$ 에 있어서 값)
	$\phi_f$	내부마찰각
액상화 특성	$\phi_p$	변상각
	$w_1$	액상화 특성 전체를 규정하는 파라미터
	$p_1$	액상화 특성 전반을 규정하는 파라미터
	$p_2$	액상화 특성 후반을 규정하는 파라미터
	$c_1$	액상화 발생의 하한치를 규정하는 파라미터
	$S_1$	액상화 발생의 종국상태를 규정하는 파라미터

### 5.3 불규칙파랑의 조파

$H_{1/3} = 5\text{cm}$ ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$ 의 불규칙파랑에 대해 조파기에 입력한 Bretschneider-Mitsuyasu스펙트럼 (Mitsuyasu, 1970)에 의한 목표파형(target wave profile)과 조파관 바로 전면에서 산정한 측정파형(measured wave profile)과의 비교를 나타낸 일례가 Fig. 5.3이다. 그림으로부터 시간변동에 따른 두 파형의 위상 및 수위변화가 매우 잘 일치하는 것을 알 수 있고, 더불어 30초의 짧은 시간경과에 대해서도 평균수위의 변화가 발생되지 않는 안정된 파형이 얻어지는 것을 확인할 수 있다. 수위변동의 피크에서 측정파형이 목표파형보다 다소 큰 값을 나타내는 것을 볼 수 있고, 이러한 결과는 심해에 적용되는 Bretschneider-Mitsuyasu스펙트럼에 의한 불규칙파랑이 본 연구의 천해역에서는 천수변형으로 인하여 피크 치가 커지는 것으로 판단된다. 따라서, Fig. 5.3의 수위변동에 기초한 Fig. 5.4의 주파수스펙트럼에서 측정 스펙트럼이 목표스펙트럼보다 다소 큰 파랑에너지를 나타내지만, 피크주파수의 발생위치 및 주파수의 변동에 따른 스펙트럼의 변화양상은 잘 일치하는 것으로 판단된다.

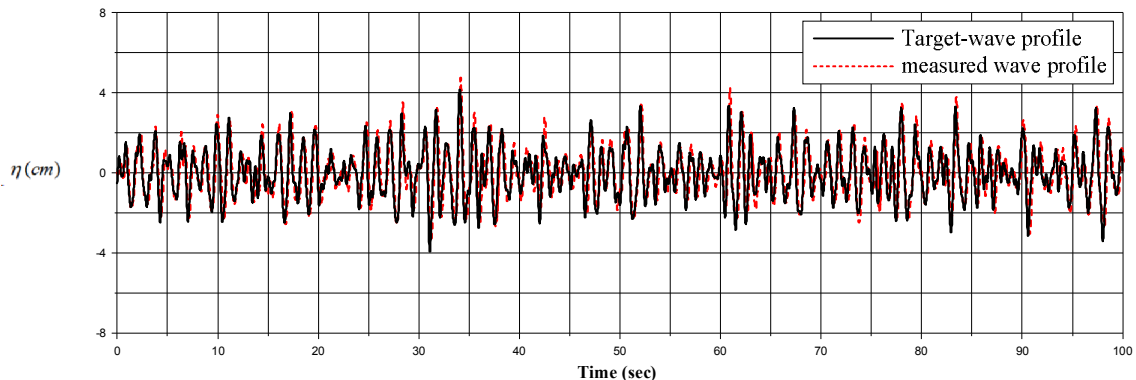


Fig. 5.3. Comparison of target and measured wave profiles.

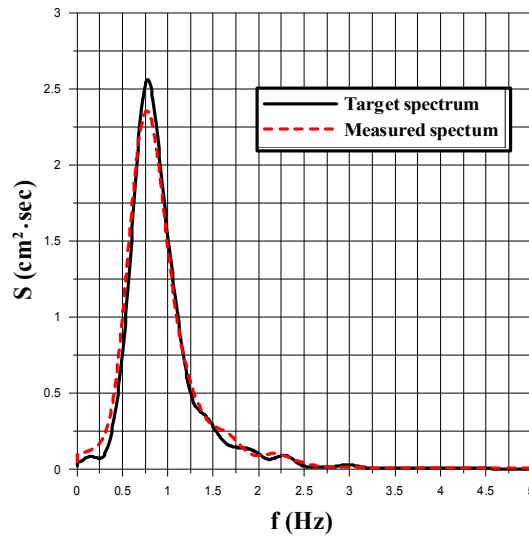


Fig 5.4. Comparison of target and measured frequency spectrum

## 5.4 수위변동 스펙트럼

Fig. 5.5~6은 2D-NIT로부터 유의주기( $T_{1/3}$ )가 1.4초로 동일하고 유의파고( $H_{1/3}$ )가 각각 5cm, 9cm 일 경우에 주변파동장의 시·공간분포를 나타낸 것이다. 유의파고가 5cm인 경우에는 계산시간 동안 잠제의 영향으로 인하여 잠제 상부에서 입사파의 비선형적인 성분은 나타나지만 쇄파는 발생하지 않고, 유의파고가 9cm인 경우에는 잠제 상부에서 비선형파와 그에 따른 쇄파현상이 크게 나타나는 것을 알 수 있다.

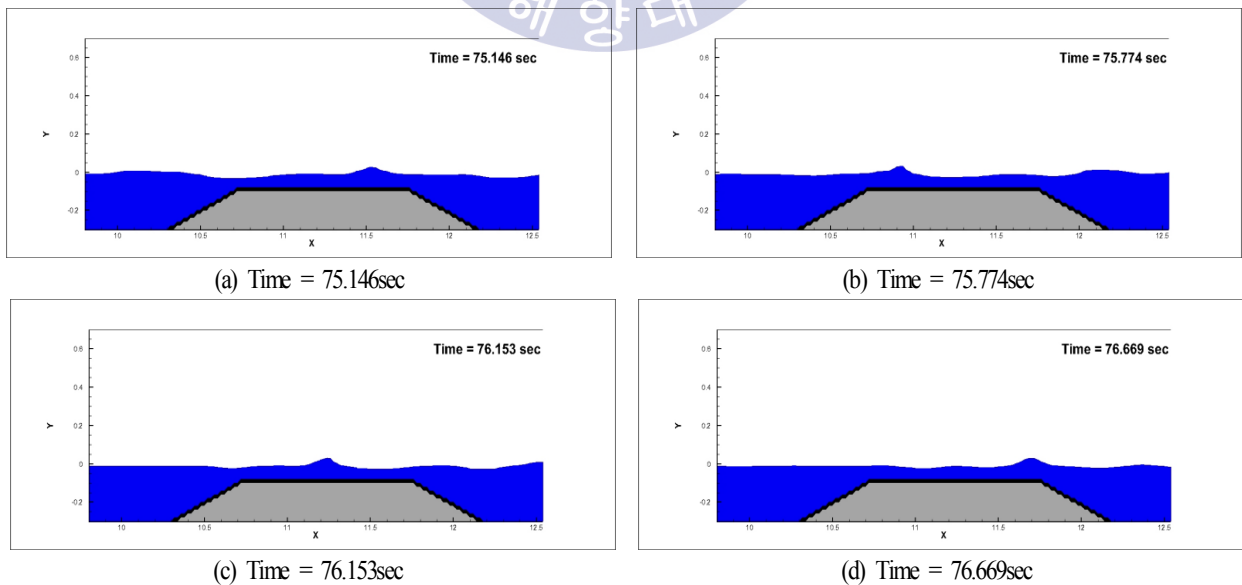


Fig 5.5. time-domain distribution of around submerged breakwater with  $H_{1/3} = 5\text{cm}$ ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

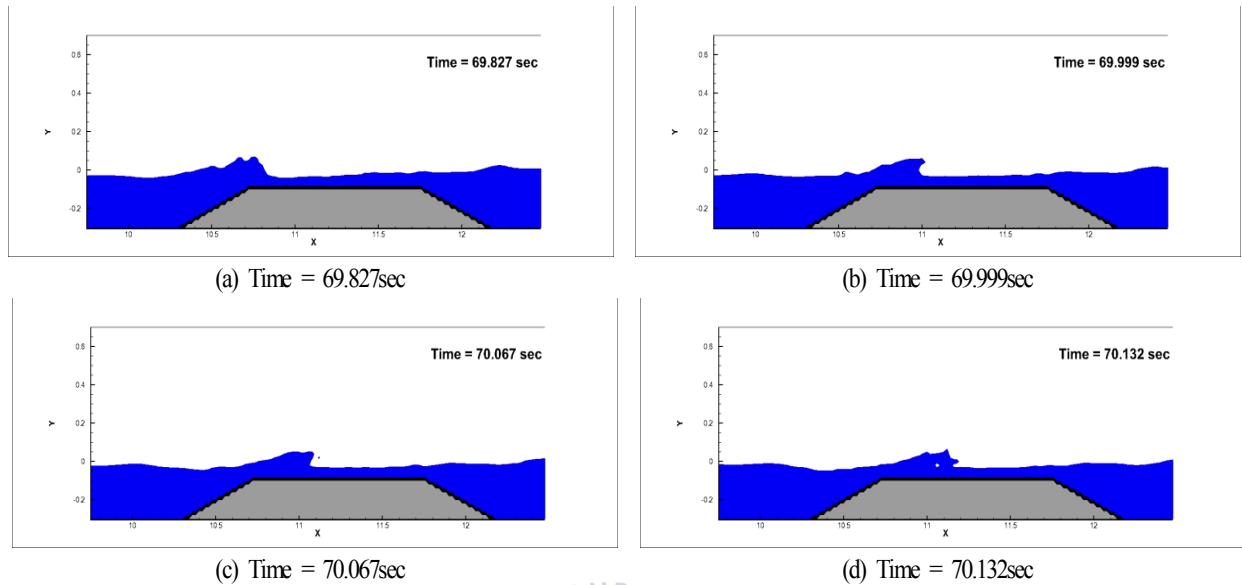


Fig. 5.6. time-domain distribution of around submerged breakwater with  $H_{1/3} = 9\text{cm}$ ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

다음의 Fig. 5.7~8은 유의파고가 각각 5cm, 9cm일 경우에 불규칙파 조파지점, 잠제 전면부, 잠제 상부, 잠제 후면부에서 측정된 수위변동을 주파수스펙트럼으로 나타낸 것이다.

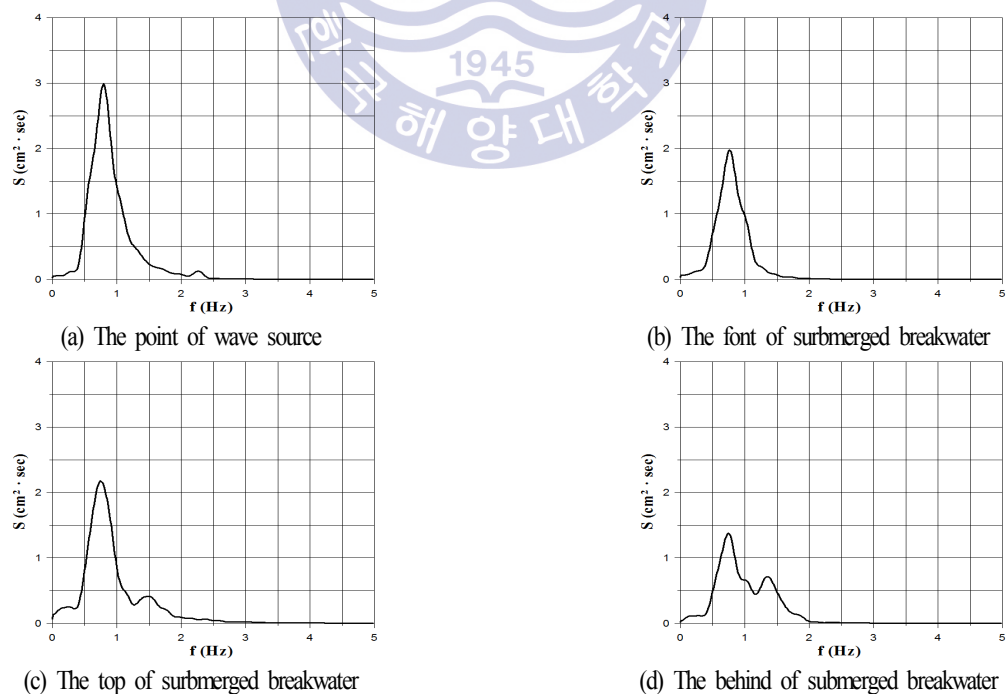


Fig. 5.7. Comparison of each points water elevation frequency spectrum  $H_{1/3} = 5\text{cm}$ ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

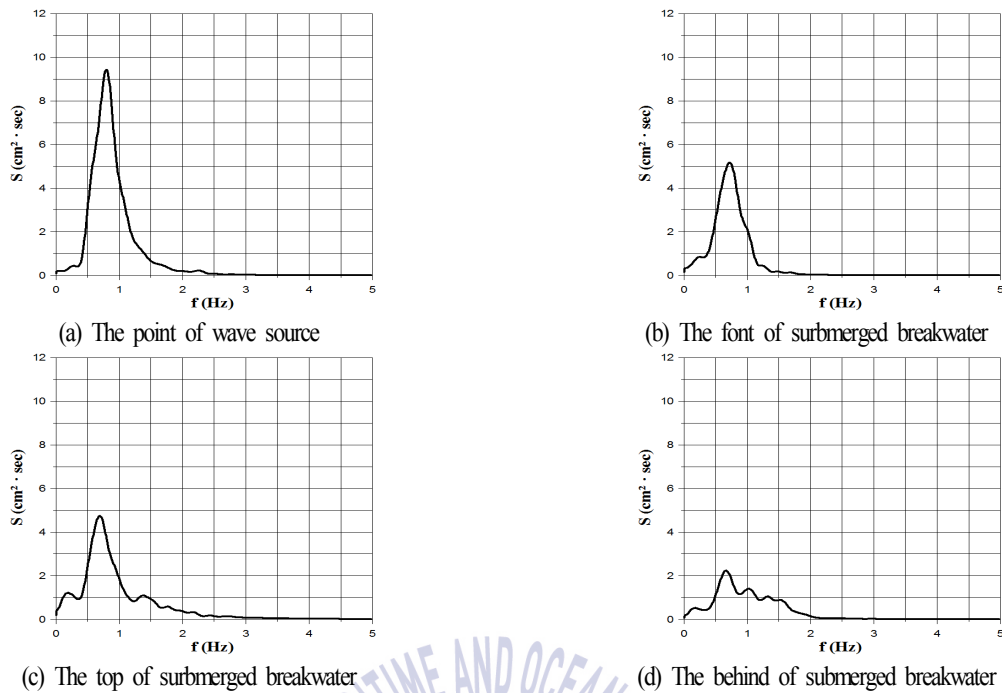


Fig. 5.8. Comparison of each points water elevation frequency spectrum  $H_{1/3} = 9\text{cm}$  ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

먼저, Fig. 5.6의 유의파고 5cm, 유의주기 1.4초의 경우를 검토한다. 불규칙파 조파지점에서 가장 큰 파랑에너지가 나타나며, 잠제 전면부보다 상부에서 더 큰 파랑에너지가 산정된 것은 잠제로 인한 천수효과로 인하여 전면부보다 상부에서 높은 파고가 나타나 파랑에너지도 크게 산정된 것으로 판단된다. 잠제 후면부에서는 파랑에너지가 분산된 것을 알 수 있으며, 이는 잠제로 인한 파의 변형에 기인한 것으로 판단된다.

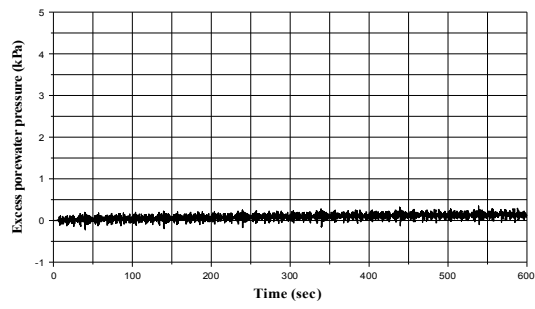
다음으로 Fig. 5.7의 유의파고 9cm의 경우를 보면, 파랑에너지가 유의파고 5cm의 경우보다 2~3배 높게 산정되었으며, 5cm경우와는 다르게 잠제 전면부에서 상부보다 파랑에너지가 크게 산정되는 현상이 나왔으며, 이는 잠제 상부 중 앞쪽 부분에서 입사파의 쇄파 현상으로 인하여 잠제 전면부보다 파고가 낮아진 것으로 판단된다.

## 5.5 과잉간극수압

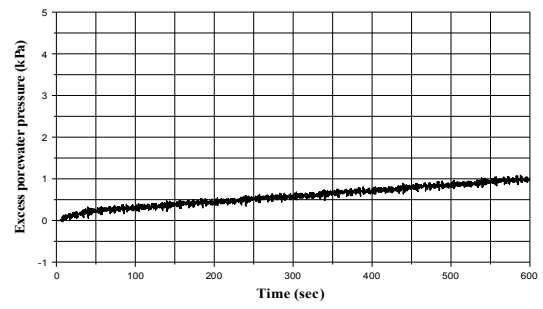
### 5.5.1 과잉간극수압

(1) 불규칙파랑의 유의파고  $H_{1/3} = 5\text{cm}$ , 유의주기  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$ 의 경우

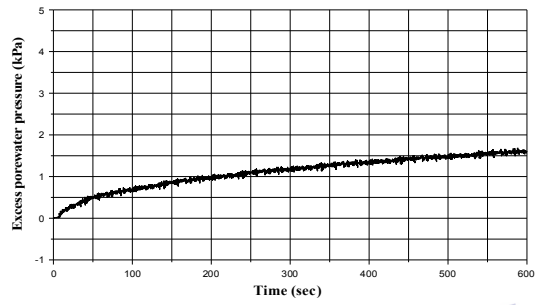
다음의 Fig. 5.9~11의 그래프들은 앞서 언급된 잠제 전면 지반 A, 잠제 중앙위치 하부지반 B, 잠제 후면 지반 C(Fig. 5.2)에서 깊이별로 과잉간극수압을 산정한 그래프이다. 각 측정지점 A, B, C마다 지반표면부터 20cm 간격으로 2m 지점까지 총 11개의 지점에서 과잉간극수압을 시간에 따른 그래프로 나타내었다.



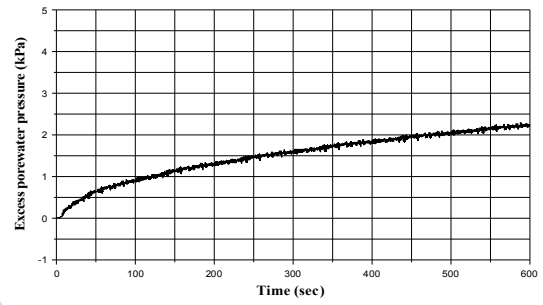
(a)  $z = 1\text{cm}$



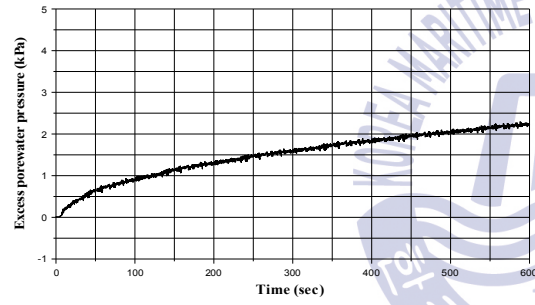
(b)  $z = 20\text{cm}$



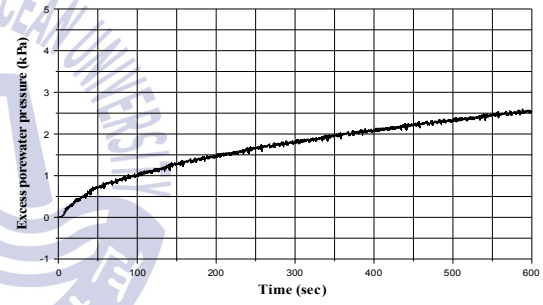
(c)  $z = 40\text{cm}$



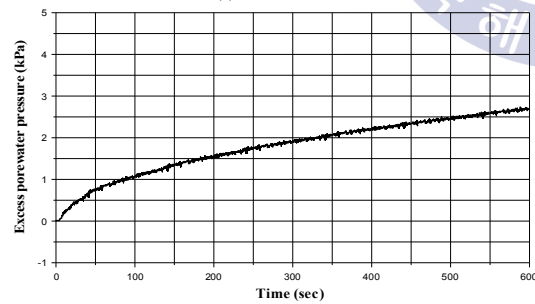
(d)  $z = 60\text{cm}$



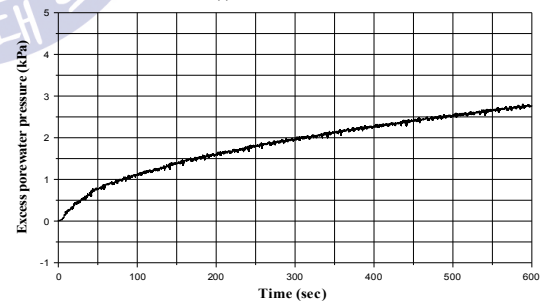
(e)  $z = 80\text{cm}$



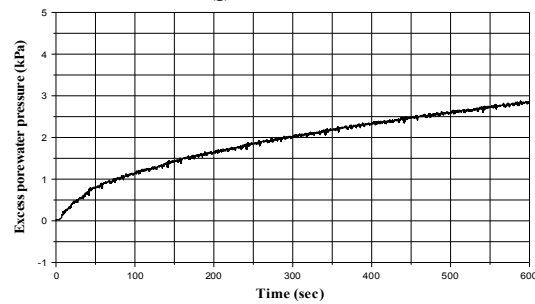
(f)  $z = 100\text{cm}$



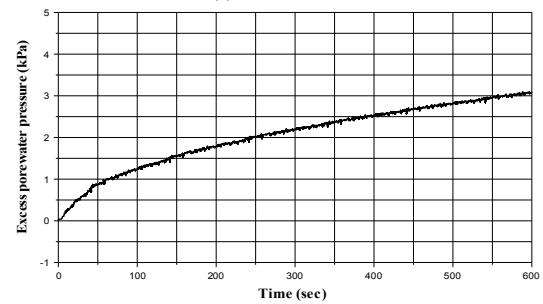
(g)  $z = 120\text{cm}$



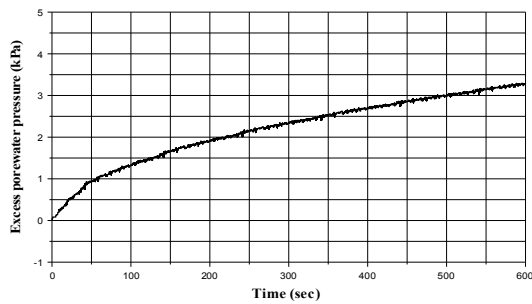
(h)  $z = 140\text{cm}$



(i)  $z = 160\text{cm}$



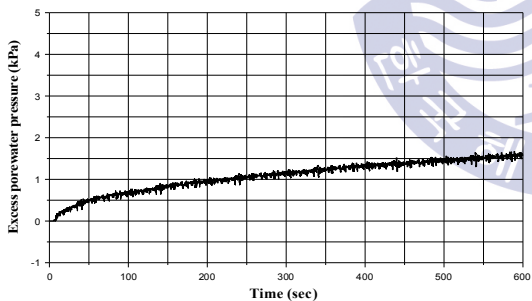
(j)  $z = 180\text{cm}$



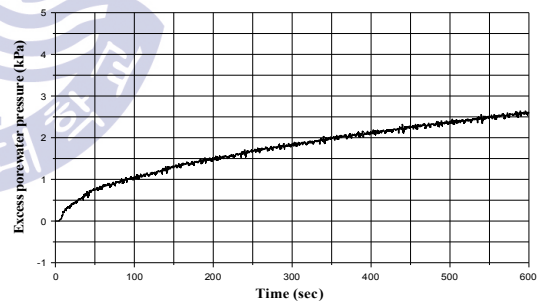
(k)  $z = 200\text{cm}$

Fig 5.9. Time history of excess pore water pressure at the measuring points A.  $H_{1/3} = 5\text{cm}$  ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

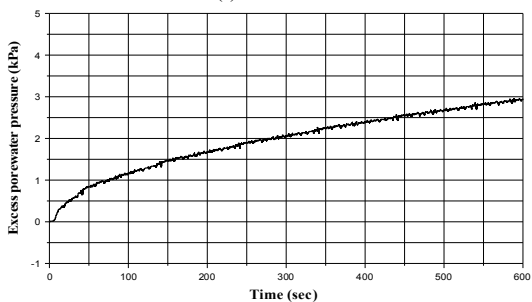
Fig. 5.9의 그래프들은 잠제 전면 지반 지점 A에서 깊이별로 과잉간극수압을 산정한 것이다. 그래프로부터 해저지반표면에서는 잔류과잉간극수압은 조금씩 나타나지만 다른 깊이의 잔류성분보다는 매우 작으며, 진동과잉간극수압은 다른 깊이의 진동과잉간극성분보다 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 깊이에 따른 전체적인 경향을 보면, 진동성분은 깊이가 깊어짐에 따라 작게 나타나고, 잔류성분은 크게 나타나므로, 과잉간극수압의 크기는 잔류성분의 영향이 큰 것을 알 수 있다. 또한, 지점 A에서는 깊이별로 600초의 수치계산시간 내에서 과잉간극수압의 크기가 정상상태를 나타내지 않고, 점차 커지는 영향이 나타났으며, 깊은 깊이( $z=200\text{cm}$ )에서 계산종료시간대에 최대값 약 3.5kPa의 과잉간극수압이 산정되었다.



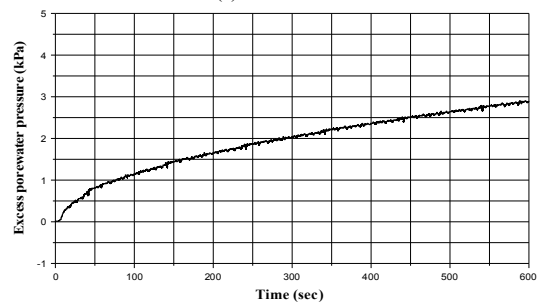
(a)  $z = 1\text{cm}$



(b)  $z = 20\text{cm}$



(c)  $z = 40\text{cm}$



(d)  $z = 60\text{cm}$



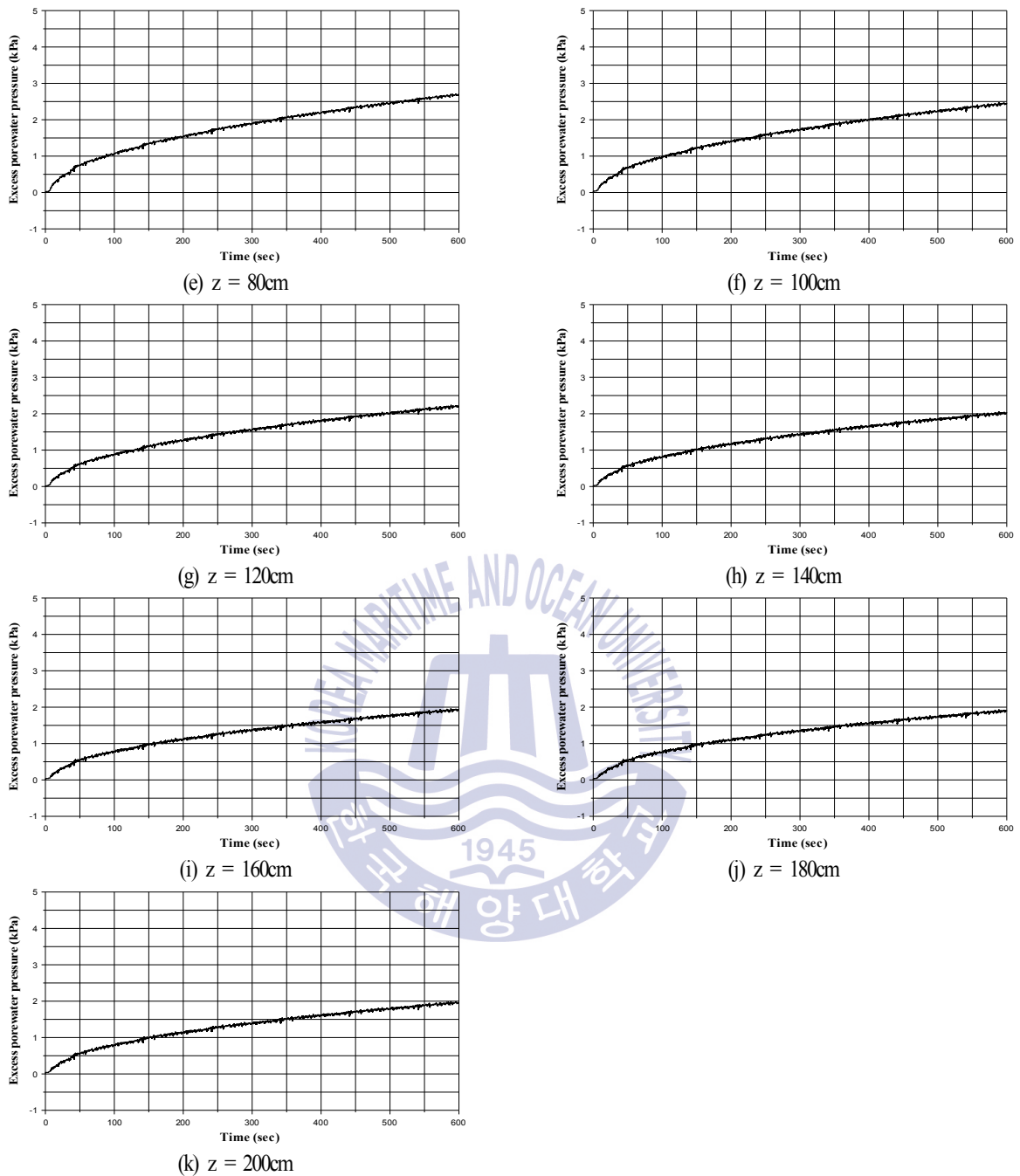
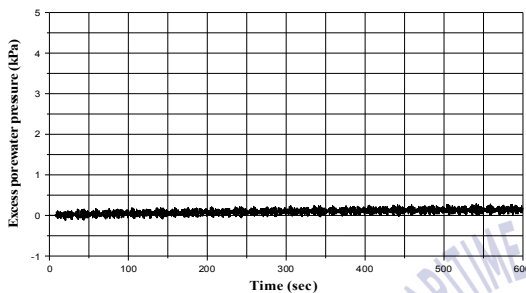


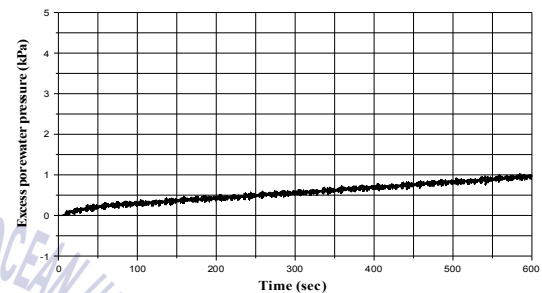
Fig 5.10. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B.  $H_{1/3} = 5\text{cm}$  ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

Fig. 5.10의 그래프들은 잠제 중앙위치 하부지반 지점 B에서 깊이별로 과잉간극수압을 산정한 것이다. 잠제가 상부에 존재하는 지점 B는 잠제의 영향으로 구조물이 없는 지점 A, 지점 C의 지반들과는 다르게 지반표면에서 잔류성분이 크게 나타나며, 이는 잠제표면에 외력이 작용하고 해저지반으로 외력의 전달과정에서 잠제의 높이만큼 잔류성분이 나타난 것으로 판단된다. 또한 진동성분은 다른 측정지점들보다 작

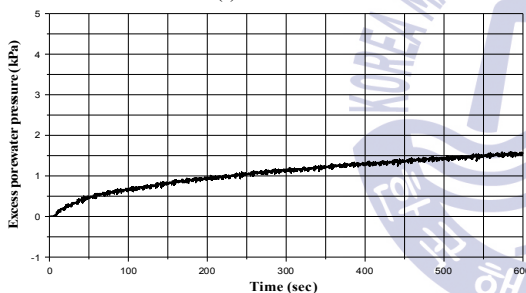
게 나타나는 것을 알 수 있다. 그림에서는 20cm 간격으로 도시화하여 50cm 깊이의 과잉간극수압의 시계열은 제시되어 있지 않지만  $z=0\text{cm}$ ~50cm까지는 깊이가 깊어짐에 따라 잔류과잉간극수압의 크기가 점점 커지는 경향이 나타나며, 다른 측정지점들과 동일한 경향을 나타냈지만, 50cm 이후의 깊이부터는 잔류과잉간극수압이 점차 작아지는 현상이 나타나 다른 깊이와는 차이를 보였다. 이는 지반 상부의 잠재의 거동으로 인한 영향으로 나타난 현상이라고 판단된다. 그리고 지점 B에서도 지점 A와 마찬가지로 깊이별로 600초의 수치계산시간내에서는 과잉간극수압의 크기가 정상상태를 나타내지 않고, 점차 커지는 영향이 나타났으며, 최대값은 50cm의 깊이에서 약 3kPa의 과잉간극수압이 산정되었다.



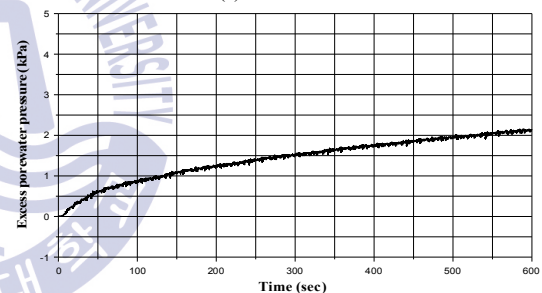
(a)  $z = 1\text{cm}$



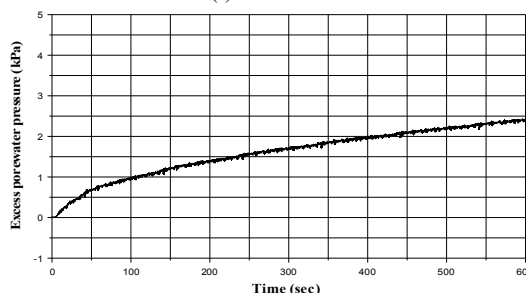
(b)  $z = 20\text{cm}$



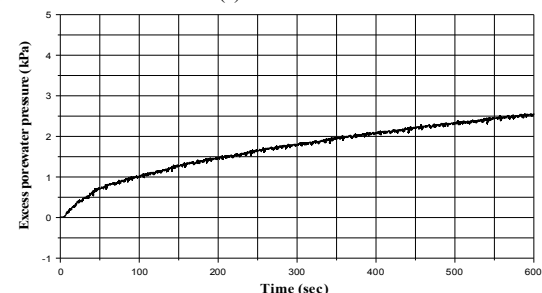
(c)  $z = 40\text{cm}$



(d)  $z = 60\text{cm}$



(e)  $z = 80\text{cm}$



(f)  $z = 100\text{cm}$

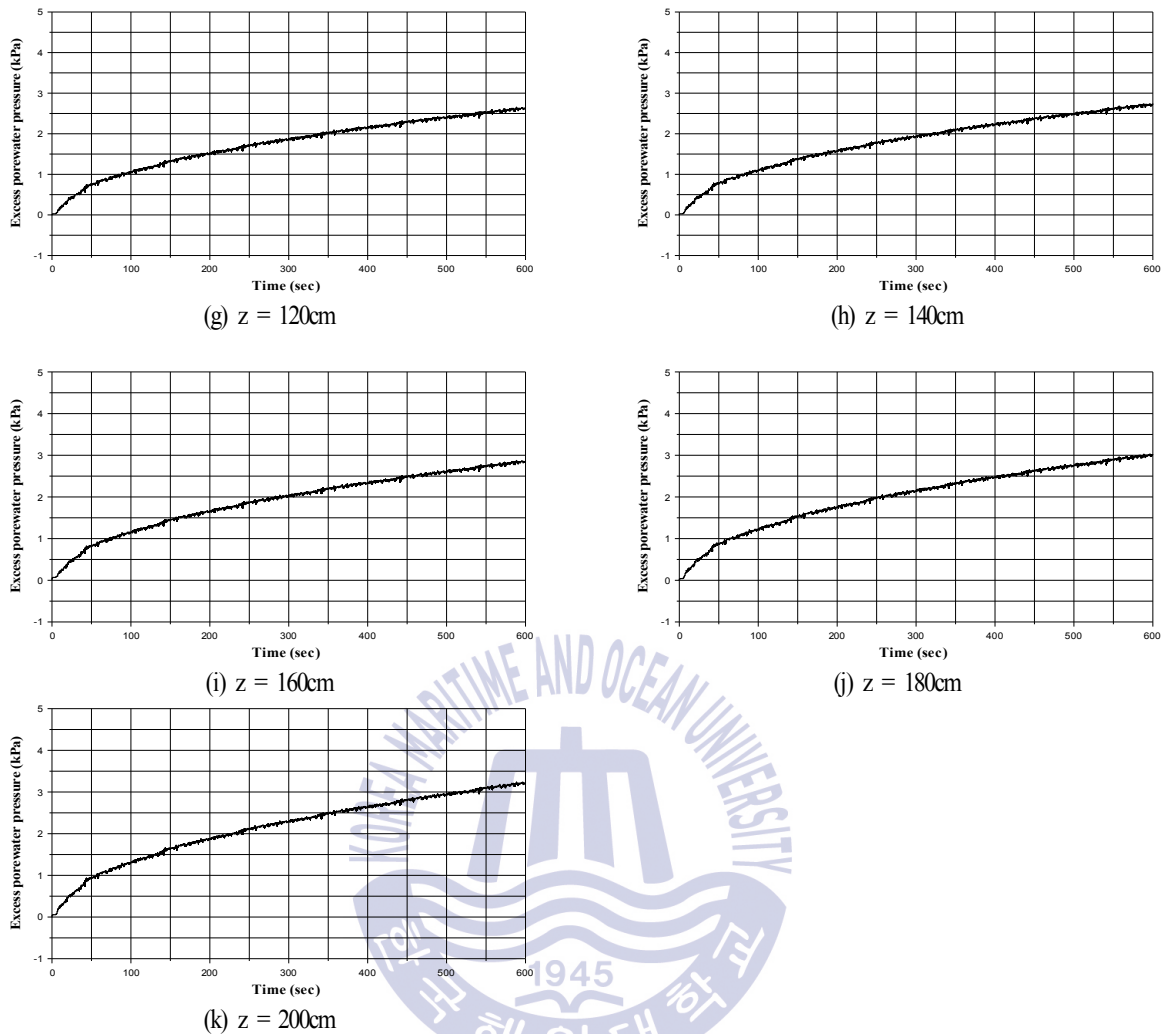
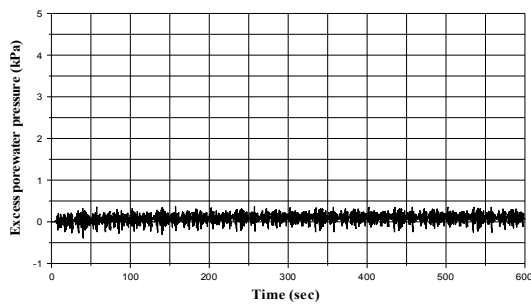


Fig 5.11. Time history of excess pore water pressure at the measuring points C.  $H_{1/3} = 5\text{cm}$  ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

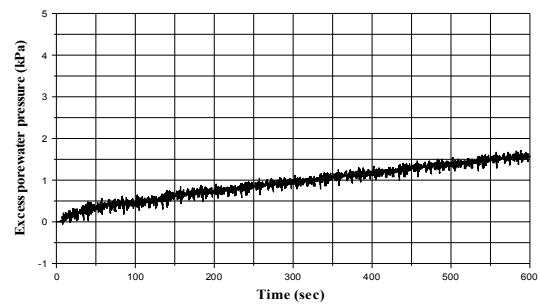
Fig. 5.11의 그래프들은 잠제 후면지반 지점 C에서 깊이별로 과잉간극수압을 산정한 것이다. 잠제 전면 지반의 지점 A와 비교하면, 해저지반 표층에서는 지점 A와 마찬가지로 진동성분이 다른 깊이보다 크게 나타나고, 잔류성분은 작게 나타나는 것을 알 수 있으며, 깊이에 따른 전체적인 경향도 지점 A와 동일하게 나타나는 것을 알 수 있다. 하지만, 지점 A, 지점 C의 해저지반표면에서 과잉간극수압의 크기를 비교하면 위의 그래프상으로는 차이가 미미하지만, 데이터 값으로 보면 잠제 전면부보다 전체적으로 과잉간극수압이 작게 나타났으며, 깊이에 따라 나타나는 잔류과잉간극수압도 작게 나타났다. 이는 입사파가 잠제를 지나면서 파랑에너지가 감소하였기 때문에 지점 A보다 지점 C에서 과잉간극수압이 작게 나타나는 것은 당연한 결과라고 판단되며, 파랑에너지가 감소된 것은 Fig. 5.7에서 나타난 전면(b)과 후면(d)의 수위 변동스펙트럼으로부터 확인할 수 있다.

(2) 불규칙파랑의 유의파고  $H_{1/3} = 9\text{cm}$ , 유의주기  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$ 의 경우

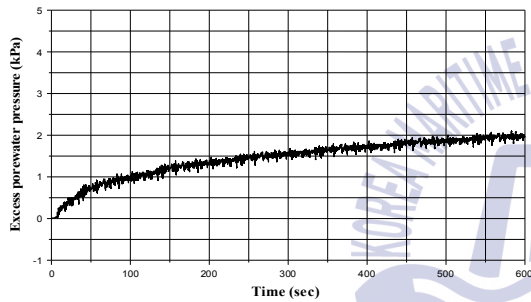
다음의 Fig. 5.12~14의 측정지점 A~C(Fig. 5.2)에서 깊이별로 과잉간극수압을 산정한 것이다. 앞 절의 유의파고 5cm의 경우와 동일하게 각 A, B, C 측정지점마다 지반표면부터 20cm 간격으로 11개지점에서의 과잉간극수압을 시간에 따른 그래프로 나타내었다.



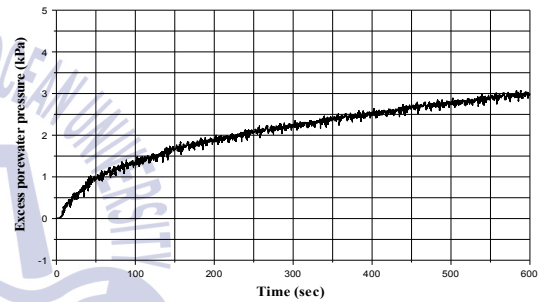
(a)  $z = 1\text{cm}$



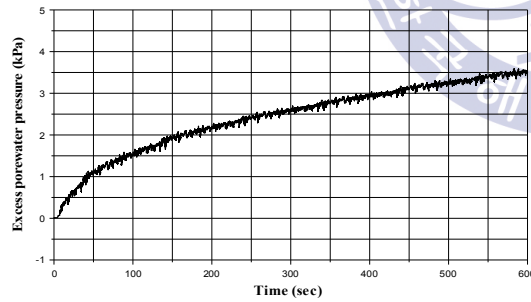
(b)  $z = 20\text{cm}$



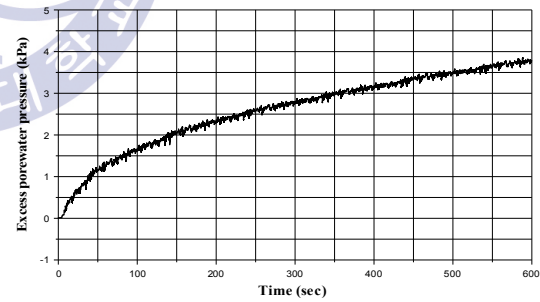
(c)  $z = 40\text{cm}$



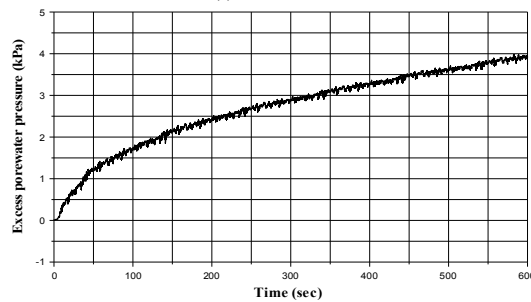
(d)  $z = 60\text{cm}$



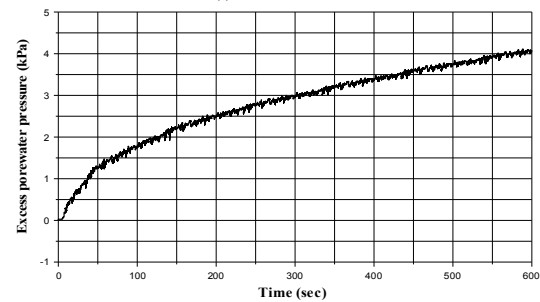
(e)  $z = 80\text{cm}$



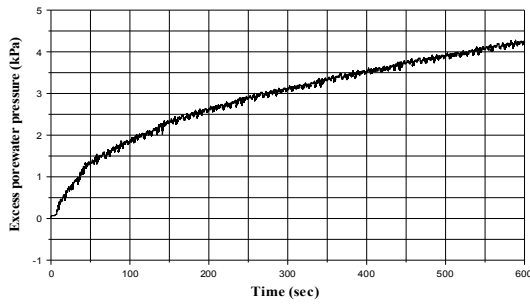
(f)  $z = 100\text{cm}$



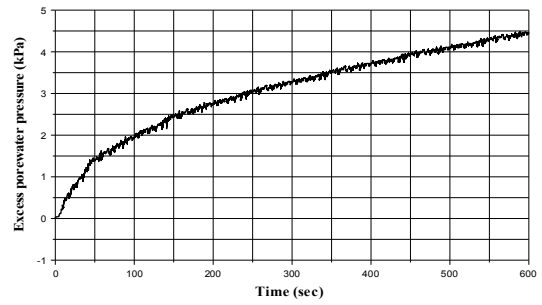
(g)  $z = 120\text{cm}$



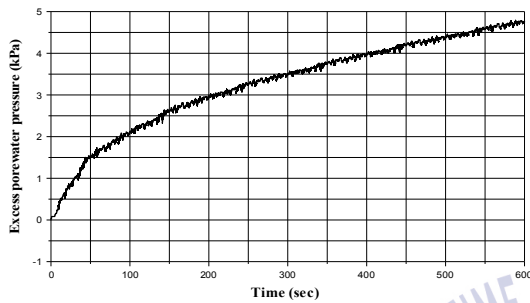
(h)  $z = 140\text{cm}$



(i)  $z = 160\text{cm}$



(j)  $z = 180\text{cm}$

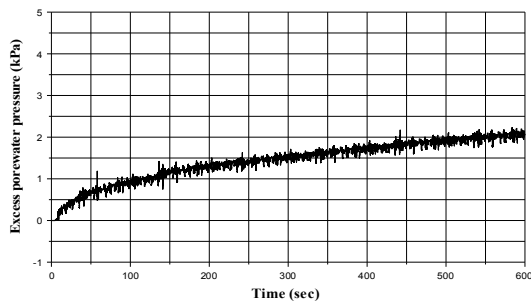


(k)  $z = 200\text{cm}$

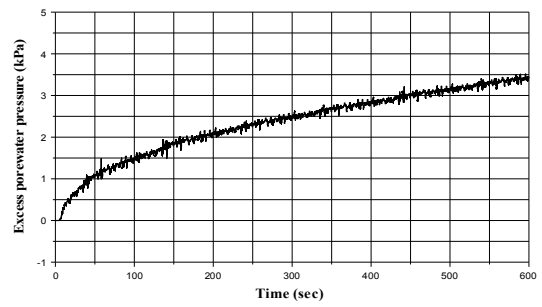
Fig 5.12. Time history of excess pore water pressure at the measuring points A.  $H_{1/3} = 9\text{cm}$  ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

Fig. 5.12의 그래프들은 잠제 전면부 지점에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압을 시계열 그래프로 나타낸 것으로, 유의파고 5cm의 경향과 비슷하게 해저지반표면에서는 잔류과잉간극수압은 거의 나타나지 않고, 깊이가 깊어질수록 잔류과잉간극수압이 크게 나타났다. 또한 유의파고가 4cm 커졌기 때문에 동일지점에서 산정된 과잉간극수압의 진동성분 및 잔류성분이 유의파고 5cm의 경우보다 크게 나타난 것을 알 수 있다. 또한, 600초의 수치계산시간 내에 깊이별로 산정된 과잉간극수압의 최대값은  $z=200\text{cm}$ 에서 약 4.8kPa으로 산정되었으나, 이 결과는 과잉간극수압이 정상상태에 도달하였을 때의 수치값이 아닌 점과 전체적으로 그래프의 경향이 상향인 구간에서 수치계산이 종료된 점을 고려하면, 수치계산시간을 더 길게 할수록 더 큰 값이 산정될 것으로 판단된다.

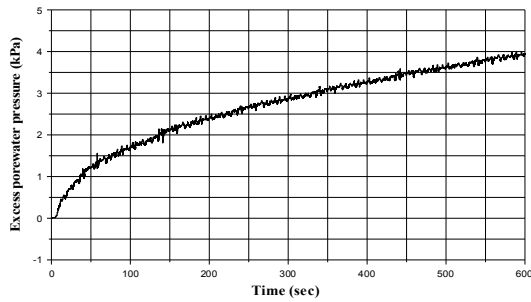
다음으로, Fig. 5.13은 잠제 중앙위치의 지반에서 깊이에 따른 과잉간극수압의 시계열이며, 이 또한 전반적으로 잔류과잉간극수압과 진동과잉간극수압은 유의파고 5cm의 경우보다 크게 나타나며, 깊이에 따른 변화 양상은 유의파고 5cm일 때 잠제중앙부에서 산정된 과잉간극수압의 경우와 비슷하게 나타났다. 잠제 중앙위치의 하부지반에서 과잉간극수압의 최대값은 해저지반표면으로부터 50cm의 깊이에서 약 4kPa의 압력이 산정되었으며, 잠제 전면부와 동일하게 그래프의 경향이 상향인 구간에서의 값이므로, 수치계산시간을 길게하면 더 큰 값이 산정될 것으로 판단된다.



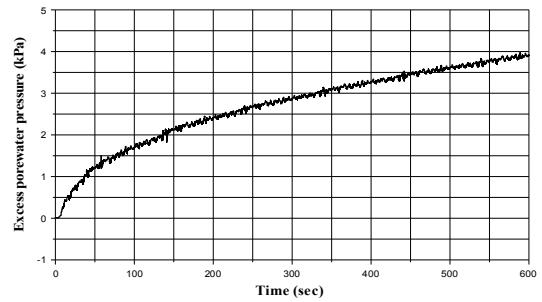
(a)  $z = 1\text{cm}$



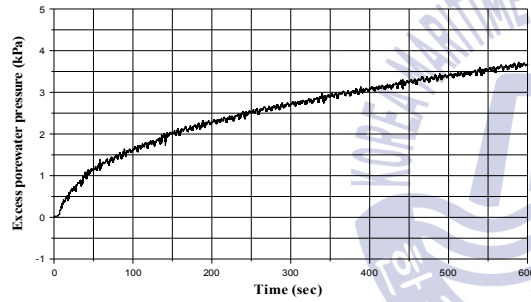
(b)  $z = 20\text{cm}$



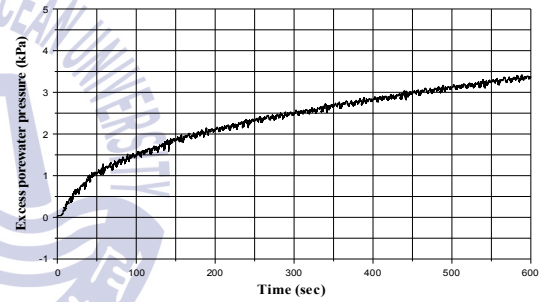
(c)  $z = 40\text{cm}$



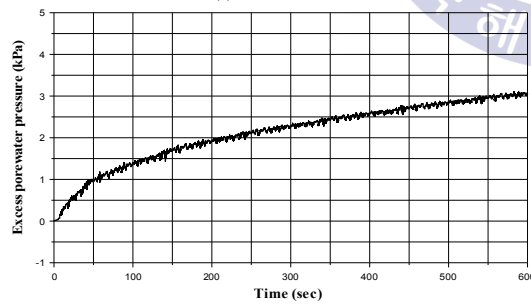
(d)  $z = 60\text{cm}$



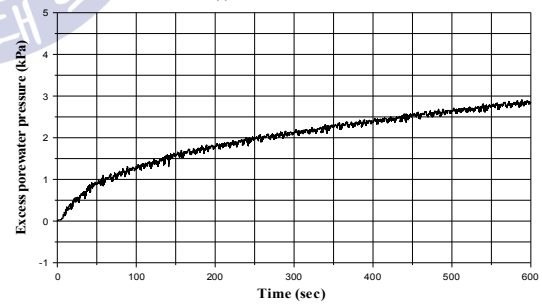
(e)  $z = 80\text{cm}$



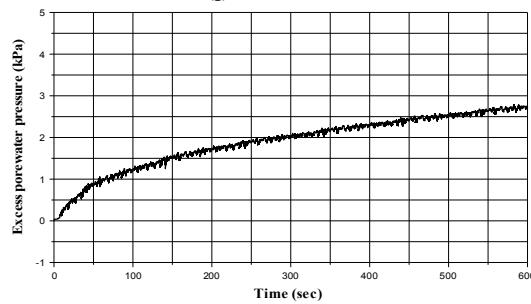
(f)  $z = 100\text{cm}$



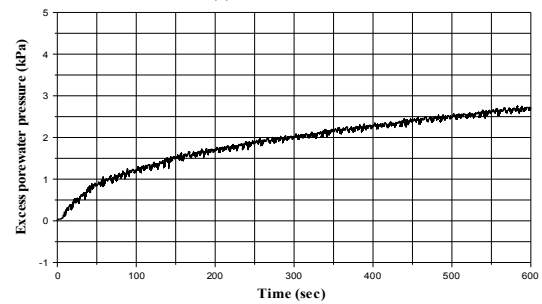
(g)  $z = 120\text{cm}$



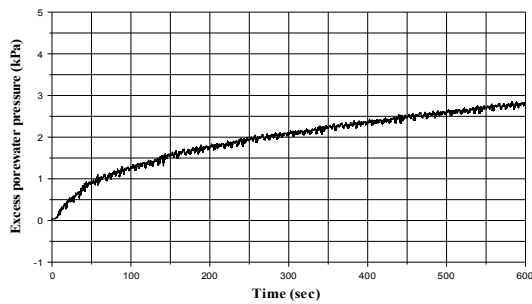
(h)  $z = 140\text{cm}$



(i)  $z = 160\text{cm}$



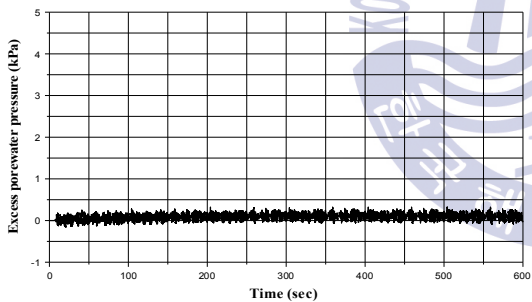
(j)  $z = 180\text{cm}$



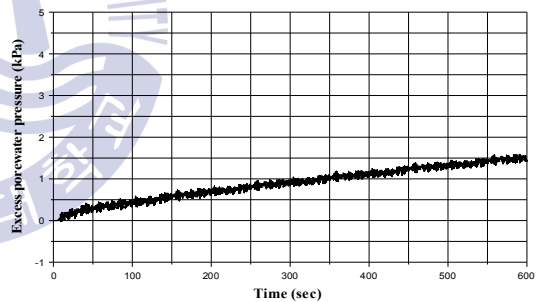
(k)  $z = 200\text{cm}$

Fig 5.13. Time history of excess pore water pressure at the measuring points B.  $H_{1/3} = 9\text{cm}$  ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

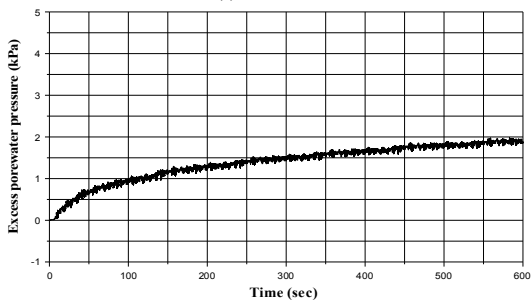
Fig. 5.14의 그래프들은 잠제 후면지반 지점 C에서 깊이별로 과잉간극수압을 산정한 그래프이다. 해저지반 표층에서는 지점 A와 마찬가지로 진동성분이 다른 깊이보다 크게 나타나고, 잔류성분은 작게 나타나는 것을 알 수 있으며, 전체적으로 같은 깊이에서 진동성분 및 잔류성분이 작게 산정된 것을 알 수 있다. 이는 앞의 절에서 언급한 것과 같이 입사파의 쇄파로 인한 것으로 판단되며, 이는 Fig. 5.8에서 입사지점인 잠제 전면부의 에너지밀도의 피크치보다 잠제 후면부 지점의 에너지밀도의 피크치가 작게 나타난 것 으로부터 설명될 수 있다.



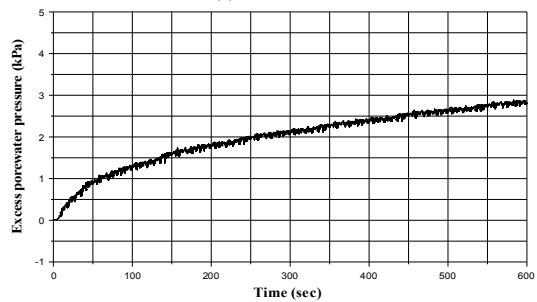
(a)  $z = 1\text{cm}$



(b)  $z = 20\text{cm}$

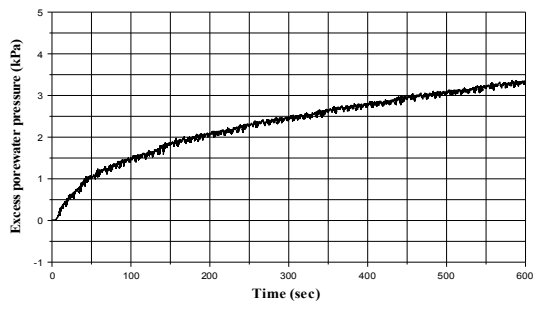


(c)  $z = 40\text{cm}$

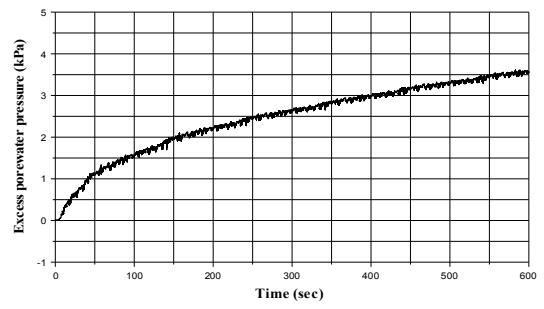


(d)  $z = 60\text{cm}$

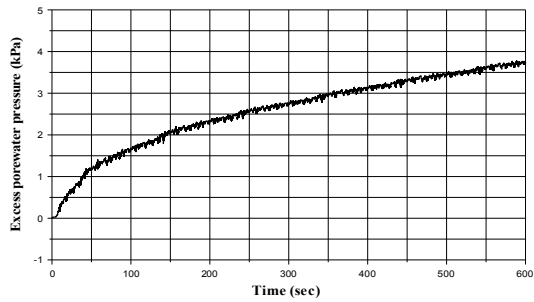




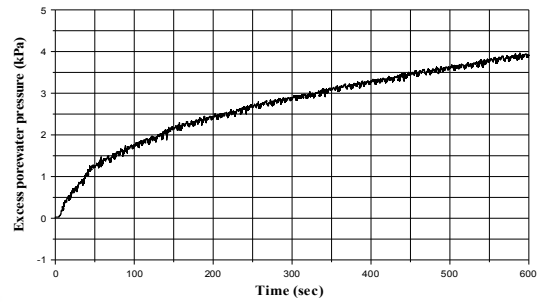
(e)  $z = 80\text{cm}$



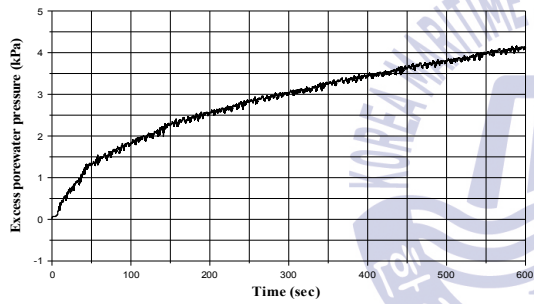
(f)  $z = 100\text{cm}$



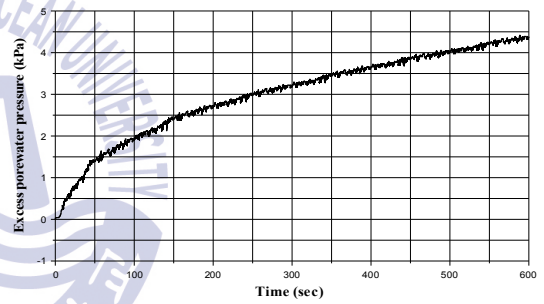
(g)  $z = 120\text{cm}$



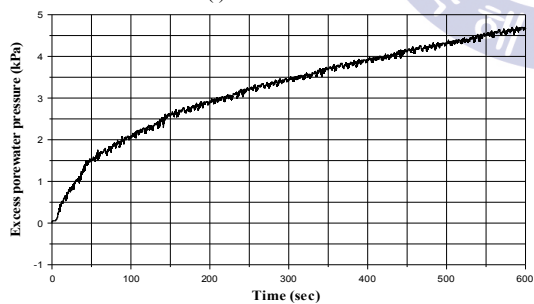
(h)  $z = 140\text{cm}$



(i)  $z = 160\text{cm}$



(j)  $z = 180\text{cm}$



(k)  $z = 200\text{cm}$

Fig 5.14. Time history of excess pore water pressure at the measuring points C.  $H_{1/3} = 9\text{cm}$  ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

### 5.5.2 과잉간극수압 스펙트럼

(1) 불규칙파랑의 유의파고  $H_{1/3} = 5\text{cm}$ , 유의주기  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$ 의 경우

Fig. 5.15는 Fig. 5.2에 나타난 측정지점 A~C에서 FLIP모델에 외력으로 적용한 불규칙파랑하 해저지반표면에서의 동파압과 해저지반표면에서의 과잉간극수압을 주파수스펙트럼으로 나타내어 비교한 그림이다. 그림을 살펴보면 외력으로 적용한 동파압과 해저지반표면에서 산정된 과잉간극수압 모두 유의주기 1.4초대의 주파수에서 진동성분의 에너지밀도가 분포하며, 잠제의 전면, 중앙, 후면부 모두 진동성분보다 잔류성분의 에너지밀도가 매우 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 또한, 잠제 중앙부에서는 잠제의 영향으로 인하여 잠제 하부지반 표면에서도 잔류과잉간극수압이 크게 나타나며, 상대적으로 작은 값을 보이는 진동성분의 에너지밀도분포는 주파수스펙트럼에 거의 나타나지 않았다.

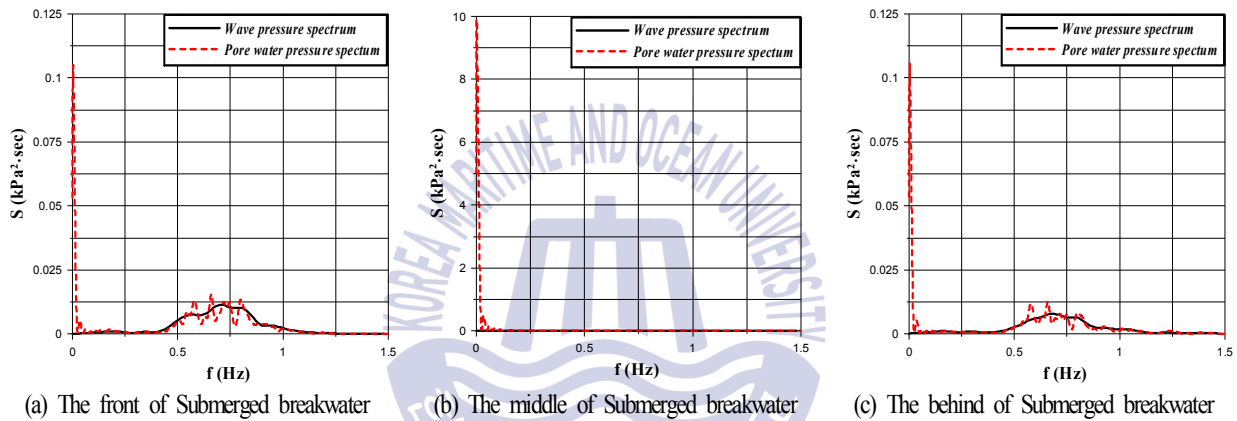
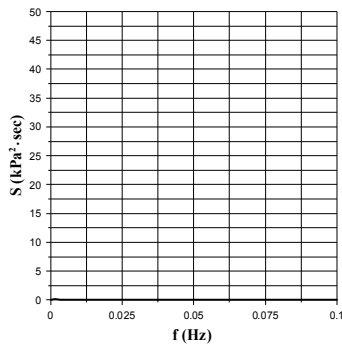
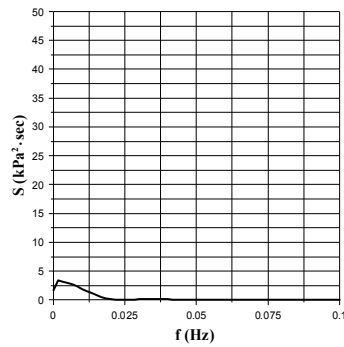


Fig. 5.15. Comparison of pressure frequency spectrum.  $H_{1/3} = 5\text{cm}$ ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

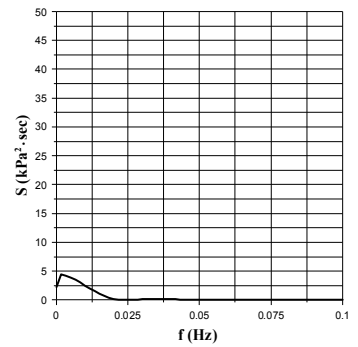
Fig. 5.16은 잠제 전면부 해저지반(Fig. 5.2-측정지점 A)에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압을 주파수스펙트럼으로 나타낸 것이며, 해저지반표층( $z=0\text{m}$ )부터  $z=200\text{cm}$  깊이까지 총 10cm간격으로 21개의 스펙트럼을 나타내었고, 깊이에 따른 진동성분에 의한 에너지밀도는 잔류성분에 비해 너무 미소하여 스펙트럼에 나타나지 않아서, 잔류성분에 의한 에너지밀도분포만을 나타내었다. 그림을 살펴보면 깊이가 깊어짐에 따라 스펙트럼의 피크치가 커지는 경향을 알 수 있으며, 이러한 경향으로 과잉간극수압의 시계열을 비교 분석하였을 때 다음 그림에 나타내는 에너지밀도분포의 피크치가 잔류과잉간극수압을 나타내는 것을 알 수 있다. 해저지반표면( $z=0\text{cm}$ )에서는 다른 깊이와 비교했을 때 잔류과잉간극수압이 거의 존재하지 않으며, 표면에서( $z=0\text{cm}$ )부터 지저부( $z=200\text{cm}$ )까지 깊이가 깊어짐에 따라 과잉간극수압이 점차 커졌음을 알 수 있다. 또한, 잔류성분의 에너지밀도분포는 0~0.025Hz사이에서 피크치가 나타나고, Fig. 5.9의 과잉간극수압의 시계열에서도  $z=200\text{cm}$  깊이에서 잔류성분에 의한 과잉간극수압의 최대값이 나타났듯이 주파수스펙트럼도 동일 위치에서 피크치가 산정되었다.



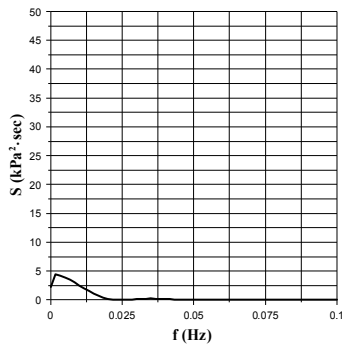
(a)  $z = 1$  cm



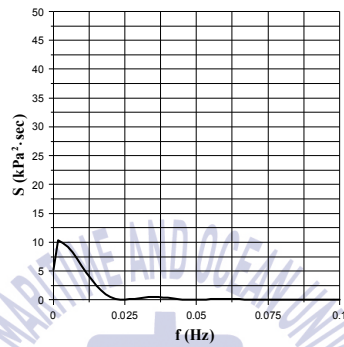
(b)  $z = 10$  cm



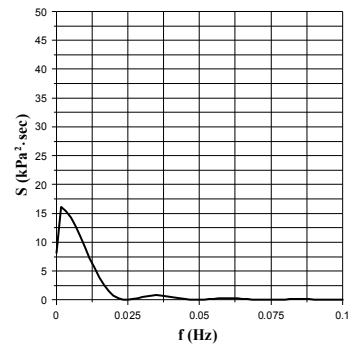
(c)  $z = 20$  cm



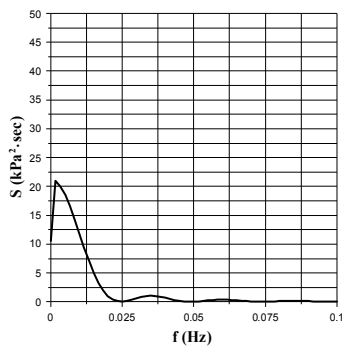
(d)  $z = 30$  cm



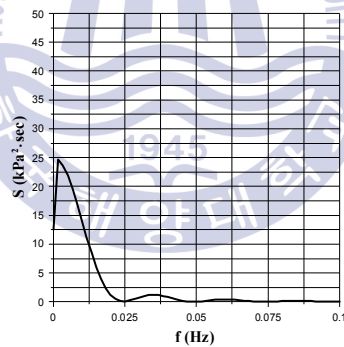
(e)  $z = 40$  cm



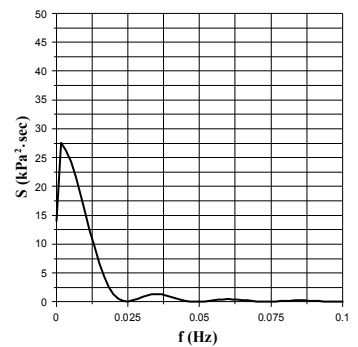
(f)  $z = 50$  cm



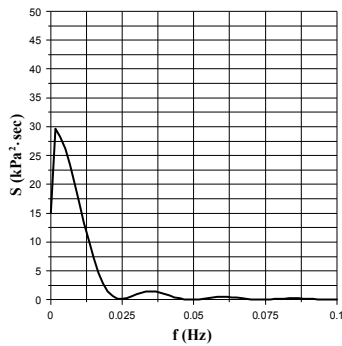
(g)  $z = 60$  cm



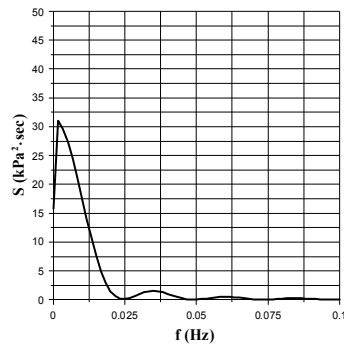
(h)  $z = 70$  cm



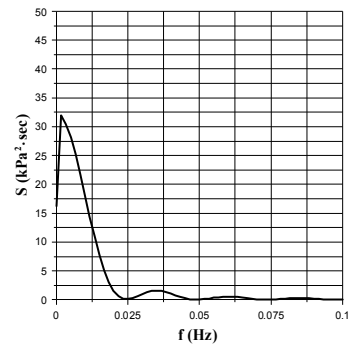
(i)  $z = 80$  cm



(j)  $z = 90$  cm



(k)  $z = 100$  cm



(l)  $z = 110$  cm

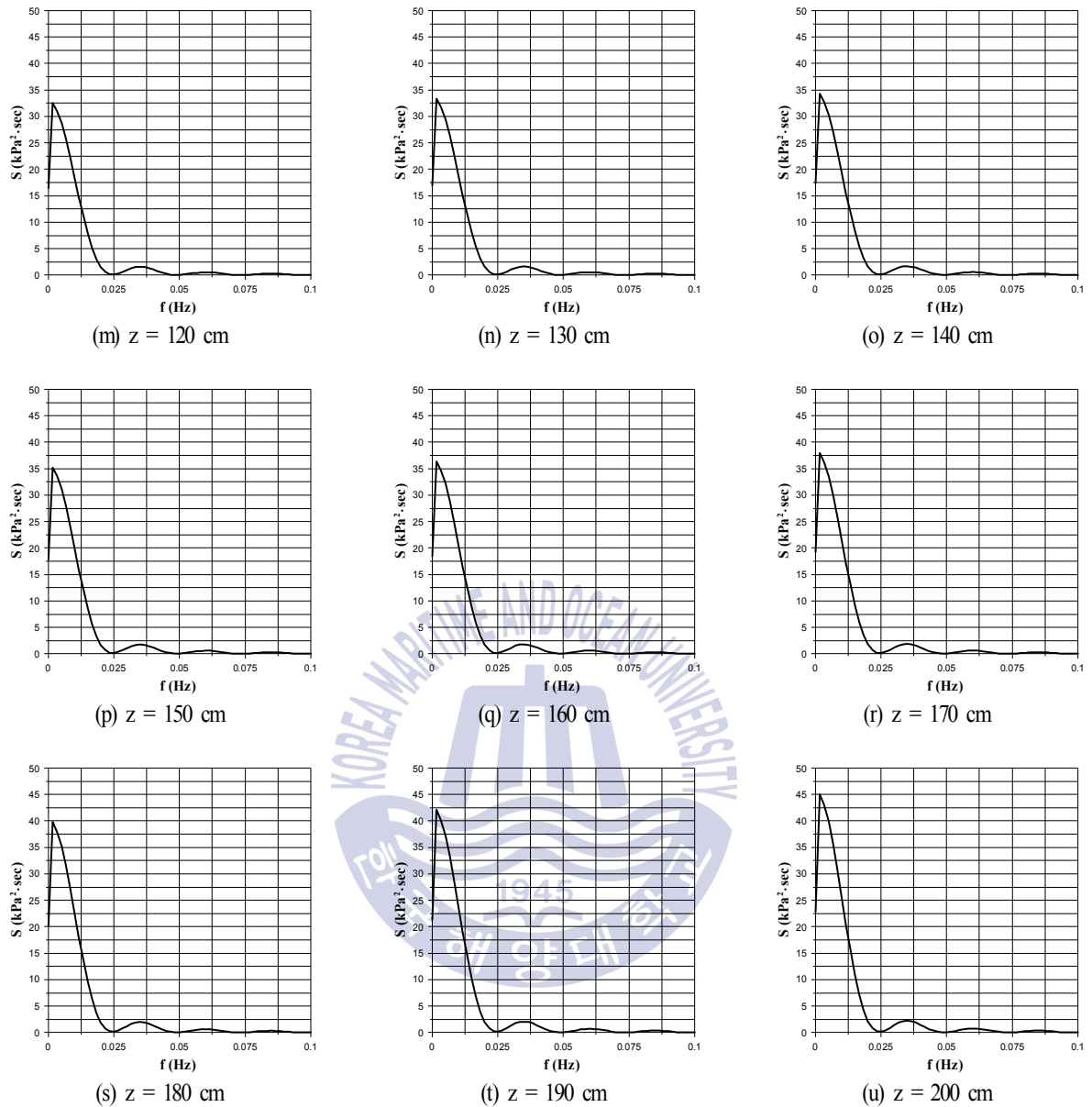
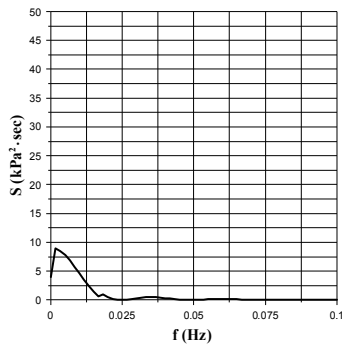


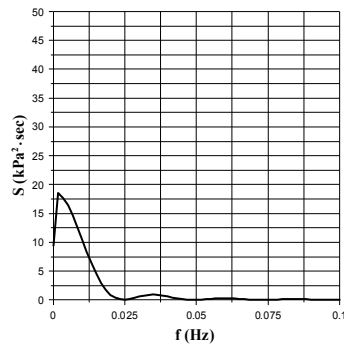
Fig. 5.16. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points A.

$$H_{1/3} = 5\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

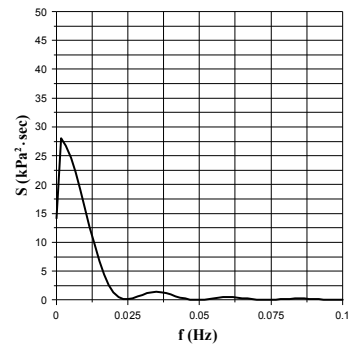
Fig. 5.17은 잠제 중앙위치의 해저지반(Fig. 5.2-측정지점 B)에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압을 주파수스펙트럼으로 나타낸 것이다. 아래의 그림을 살펴보면 잠제 전면부에서 나타나지 않았던 지반표층에서 잔류성분에 에너지밀도가 나타나며, 지반표층부터 50cm 부근깊이까지는 피크치가 커지다가 최대 피크치가 나타난 이후 깊이부터는 다시 작아지는 경향을 확인할 수 있다. 이에 대해서는 5.5.1절에서 설명한 바와 같이 지반 상부의 잠제가 외력으로 인하여 변위가 발생하고 이에 대한 영향이 나타난 현상이라고 판단된다.



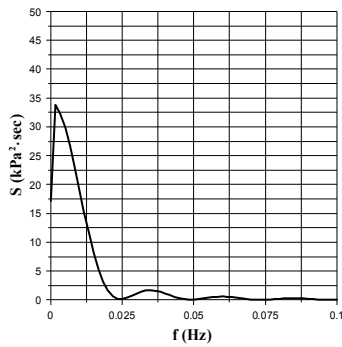
(a)  $z = 1$  cm



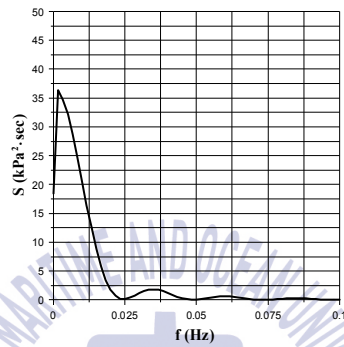
(b)  $z = 10$  cm



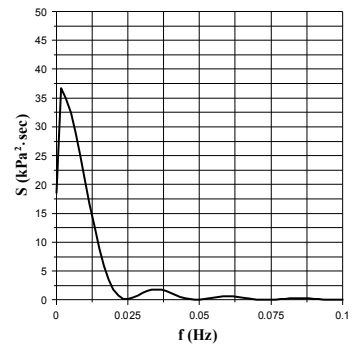
(c)  $z = 20$  cm



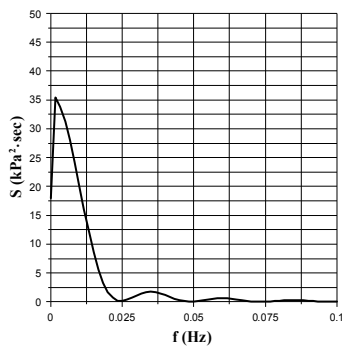
(d)  $z = 30$  cm



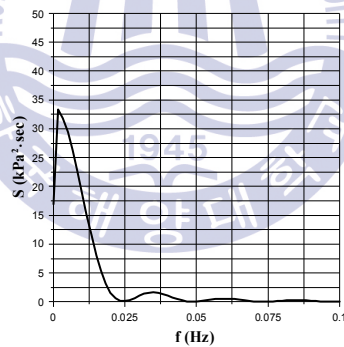
(e)  $z = 40$  cm



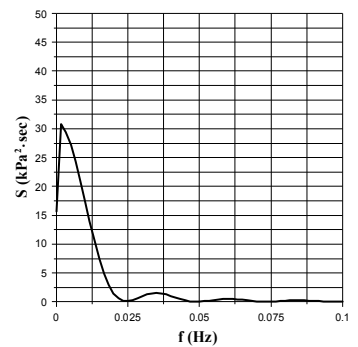
(f)  $z = 50$  cm



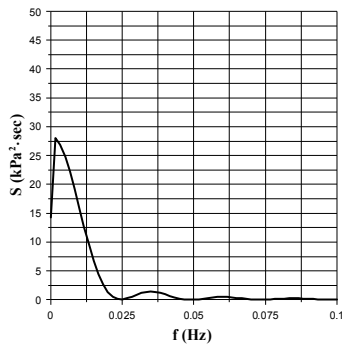
(g)  $z = 60$  cm



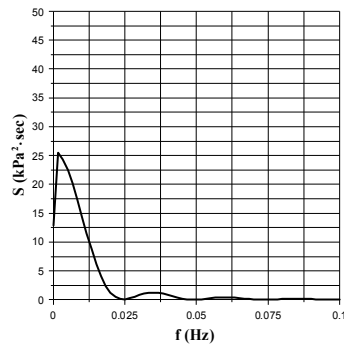
(h)  $z = 70$  cm



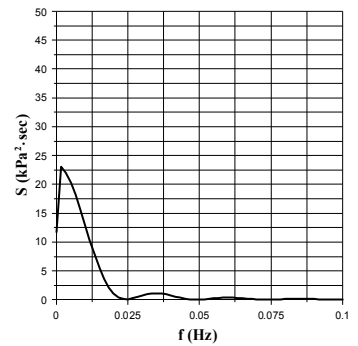
(i)  $z = 80$  cm



(j)  $z = 90$  cm



(k)  $z = 100$  cm



(l)  $z = 110$  cm

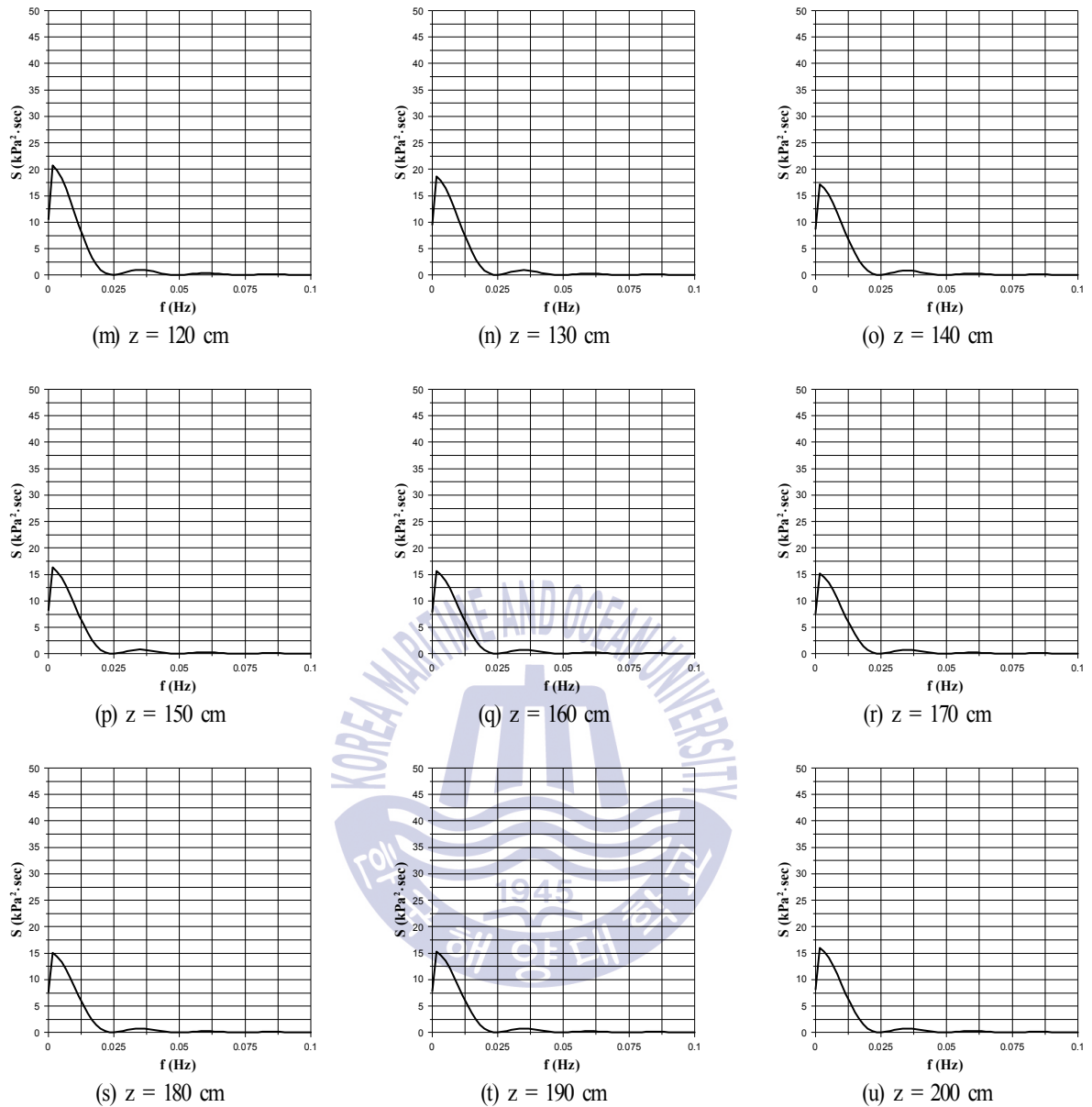
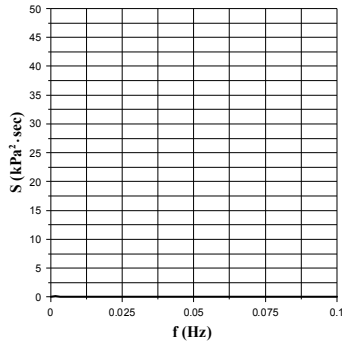


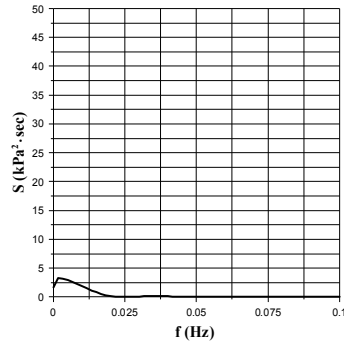
Fig. 5.17. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points B.

$$H_{1/3} = 5\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

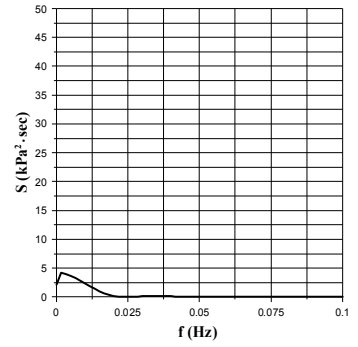
Fig. 5.18은 잠제 후면부의 해저지반(Fig. 5.2-측정지점 C)에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압을 주파수 스펙트럼으로 나타낸 것이다. 전반적인 변화양상은 잠제 전면부 지반의 스펙트럼과 비슷하며, 다만 잠제의 영향으로 파에너지가 소실되어 피크치가 잠제 전면부보다 작게 나타나며, 후면부에서의 주파수 스펙트럼의 피크치는 전면부와 동일하게  $z=200\text{cm}$  깊이에서 산정되었다.



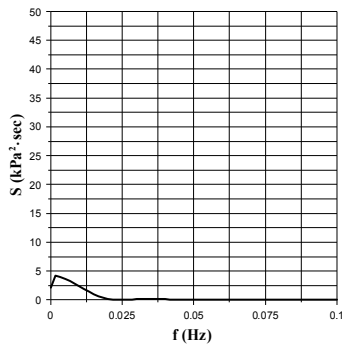
(a)  $z = 1$  cm



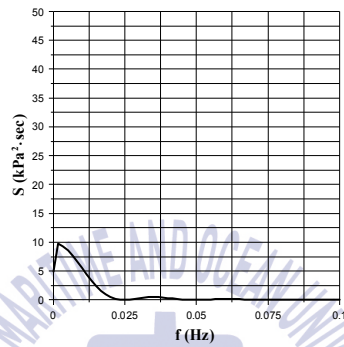
(b)  $z = 10$  cm



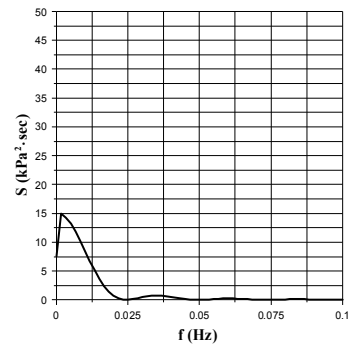
(c)  $z = 20$  cm



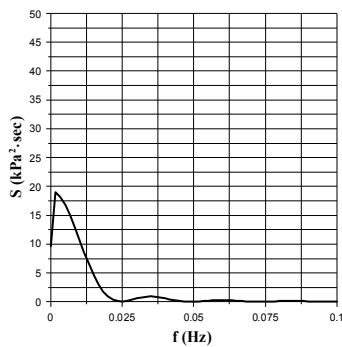
(d)  $z = 30$  cm



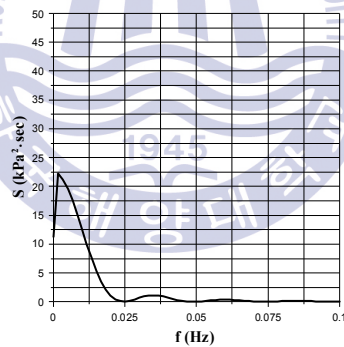
(e)  $z = 40$  cm



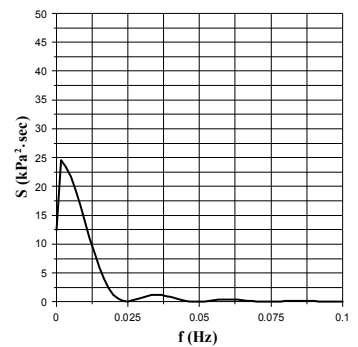
(f)  $z = 50$  cm



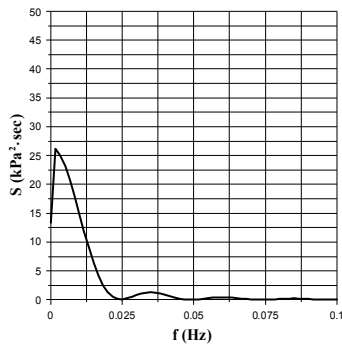
(g)  $z = 60$  cm



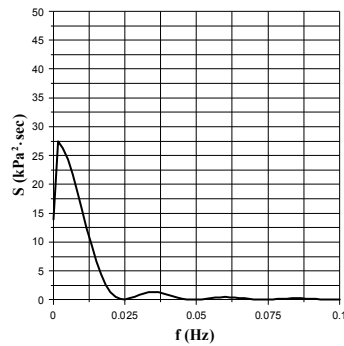
(h)  $z = 70$  cm



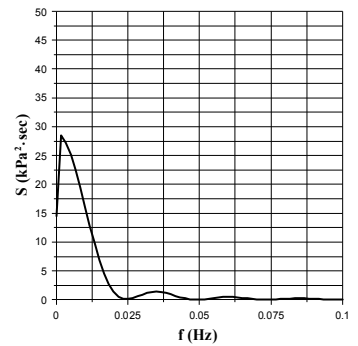
(i)  $z = 80$  cm



(j)  $z = 90$  cm



(k)  $z = 100$  cm



(l)  $z = 110$  cm



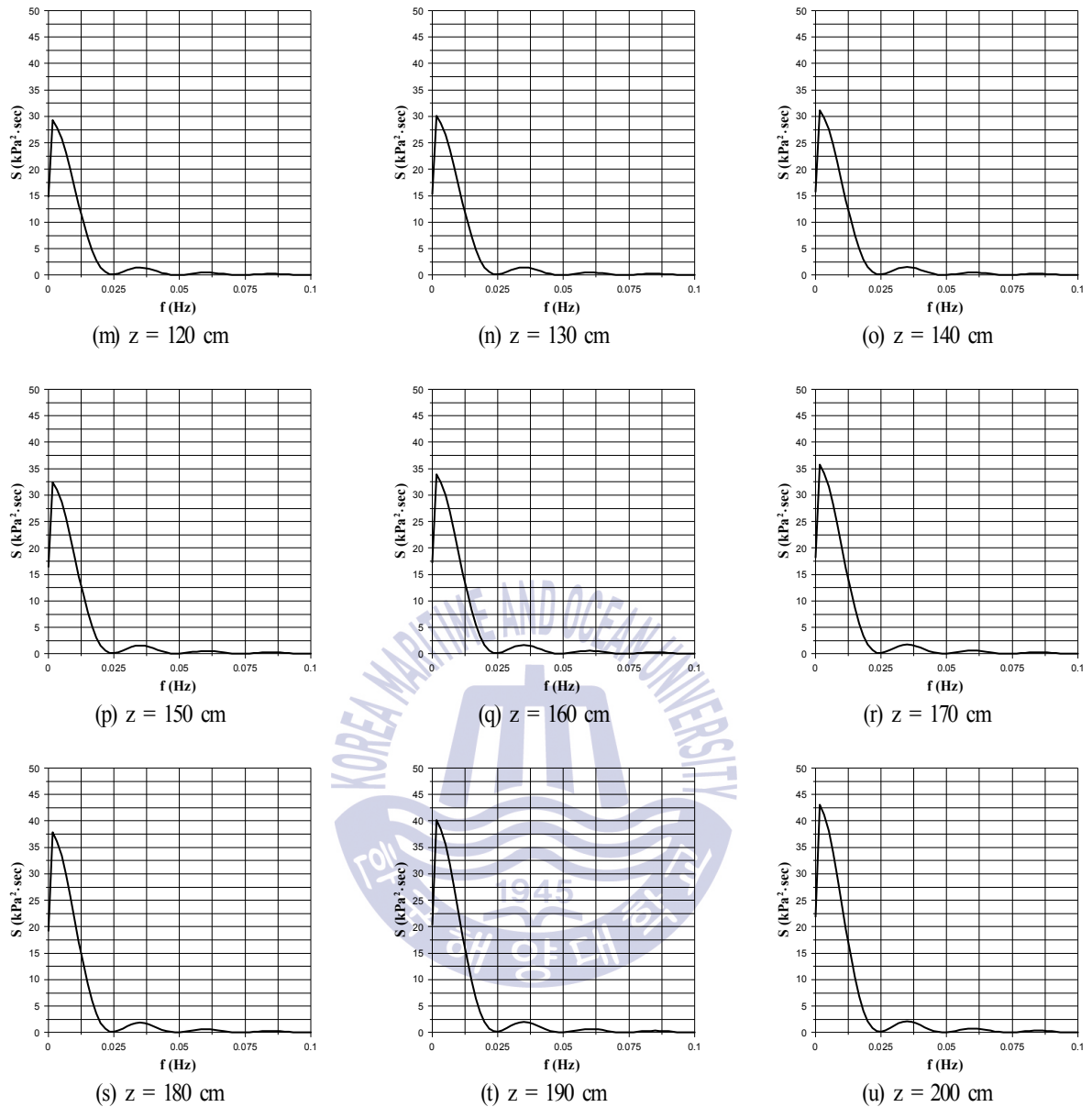


Fig. 5.18. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points C.

$$H_{1/3} = 5\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

(2) 불규칙파랑의 유의파고  $H_{1/3} = 9\text{cm}$ , 유의주기  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$ 의 경우

Fig. 5.19는 2D-NIT모델에서 유의주기 1.4초, 유의파고 9cm의 불규칙파랑을 조파하여, 잠제 및 해저지반에 작용하는 동파압을 FLIP모델에 외력으로 적용하였을 경우, Fig. 5.2에 나타난 측정지점 A~C에서 불규칙파랑하 해저지반표면에서의 동파압과 해저지반표면에서의 과잉간극수압을 주파수스펙트럼으로 나타내어 비교한 그림이다. Fig. 5.19를 살펴보면 유의파고 5cm 경우와 마찬가지로 외력으로 적용된 동파압과 해저지반표면에서 산정된 과잉간극수압 모두 유의주기 1.4초대의 주파수에서 진동성분의 에너지밀도가

분포하며, 유의파고 5cm 경우보다는 피크치가 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 또한, 잠제의 전면부 및 후면부는 잔류성분의 에너지밀도와 진동성분의 에너지밀도 값의 차이가 작은 반면, 잠제 중앙부에서는 잔류성분의 에너지밀도가 진동성분보다 훨씬 크게 나타나며, 이는 잠제 중앙 하부지반표면에서 잠제의 영향으로 인하여 다른 측정지점의 해저지반표면에서보다 잔류과잉간극수압이 크게 나타나는 것에 기인한 것으로 분석된다. 한편, 잠제 후면부에서의 스펙트럼이 유의파고 5cm 경우와는 다르게 잔류성분의 에너지밀도가 작게 나타나는 것을 알 수 있으며, 이는 Fig. 5.6의 주변파동장의 시·공간분포에서 확인할 수 있듯이 잠제 상부에서의 쇄파현상에 따른 에너지손실에 의한 것으로 판단된다.

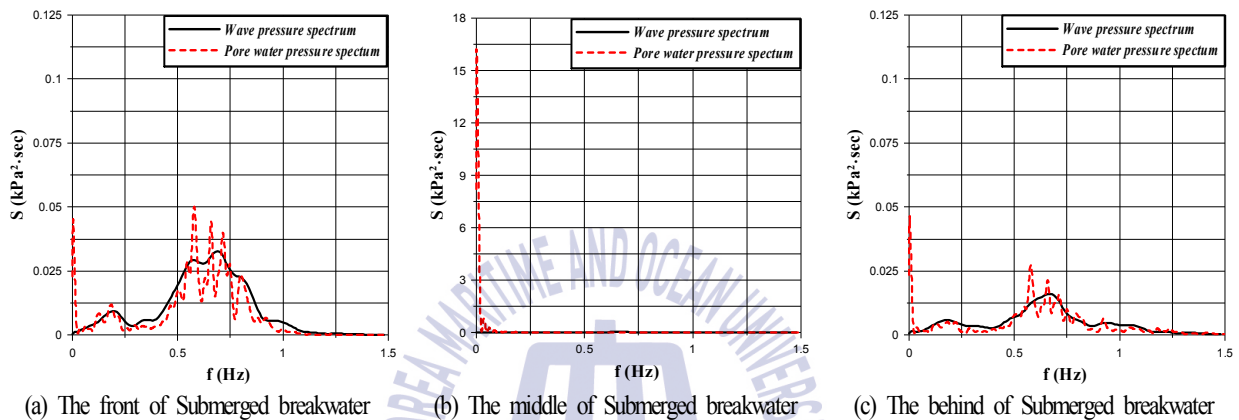
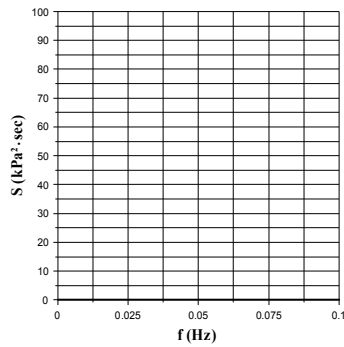
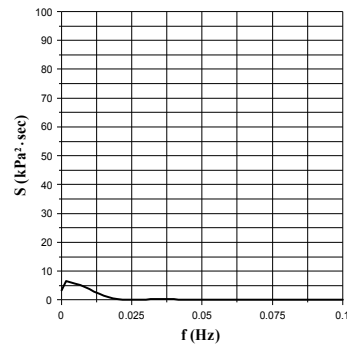


Fig 5.19. Comparison of pressure frequency spectrum.  $H_{1/3} = 9\text{cm}$ ,  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$

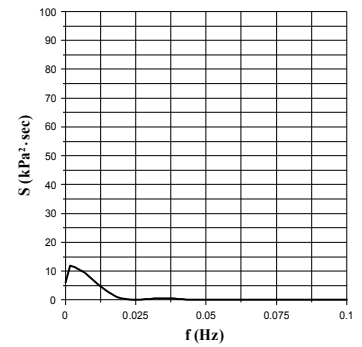
Fig. 5.20은 잠제 전면부 해저지반(Fig. 5.2-측정지점 A)에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압을 주파수스펙트럼으로 나타낸 것이며, 유의파고 9cm 경우 또한 깊이에 따른 진동성분에 의한 에너지밀도는 잔류성분에 비해 너무 미소하여 스펙트럼에 나타나지 않아서, 잔류성분에 의한 에너지밀도분포만 나타내었다. 유의파고 5cm의 잠제 전면부 경우와 비교하면 깊이에 따른 스펙트럼 변화양상이 비슷한 것을 알 수 있다. 해저지반표면( $z=1\text{cm}$ )에서는 다른 깊이와 비교했을 때 잔류과잉간극수압은 거의 나타나지 않으며, 잔류성분의 에너지밀도는 0~0.025Hz 사이에서 분포하고,  $z=200\text{cm}$  깊이에서 잔류성분에 의한 최대 피크치가 나타났다. 최대 피크치의 크기는 유의파고 5cm의 경우보다 약 2배가량 크게 산정되었다.



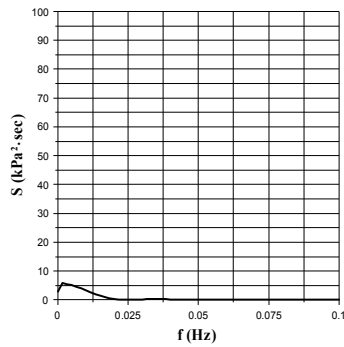
(a)  $z = 1$  cm



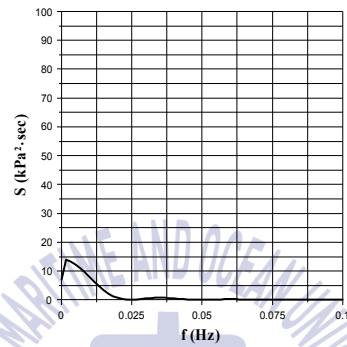
(b)  $z = 10$  cm



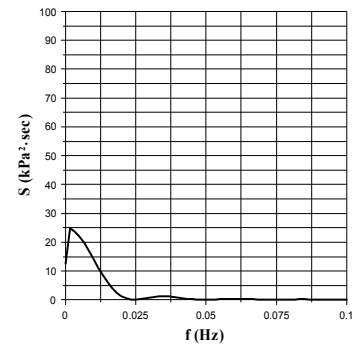
(c)  $z = 20$  cm



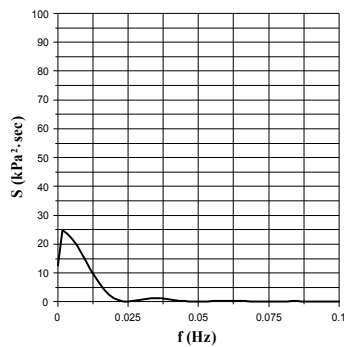
(d)  $z = 30$  cm



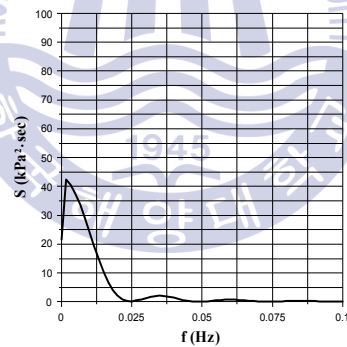
(e)  $z = 40$  cm



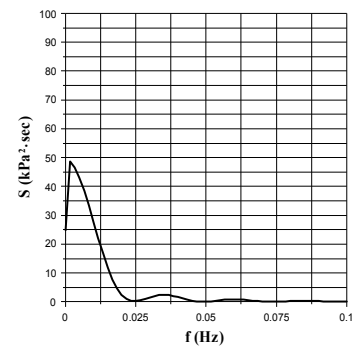
(f)  $z = 50$  cm



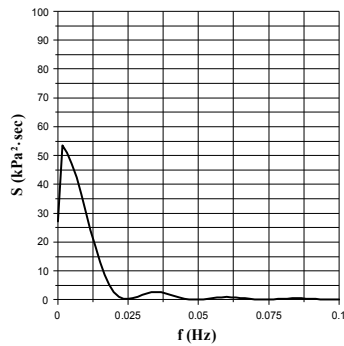
(g)  $z = 60$  cm



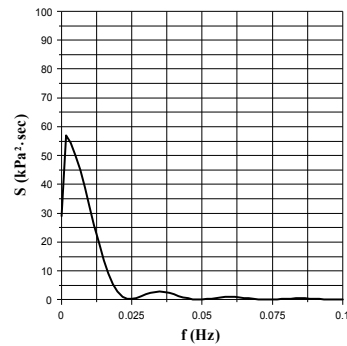
(h)  $z = 70$  cm



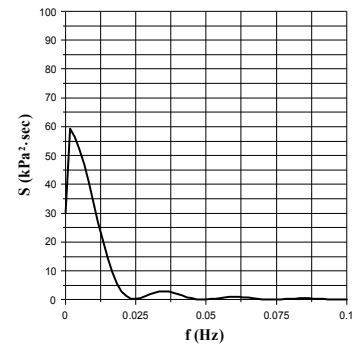
(i)  $z = 80$  cm



(j)  $z = 90$  cm



(k)  $z = 100$  cm



(l)  $z = 110$  cm

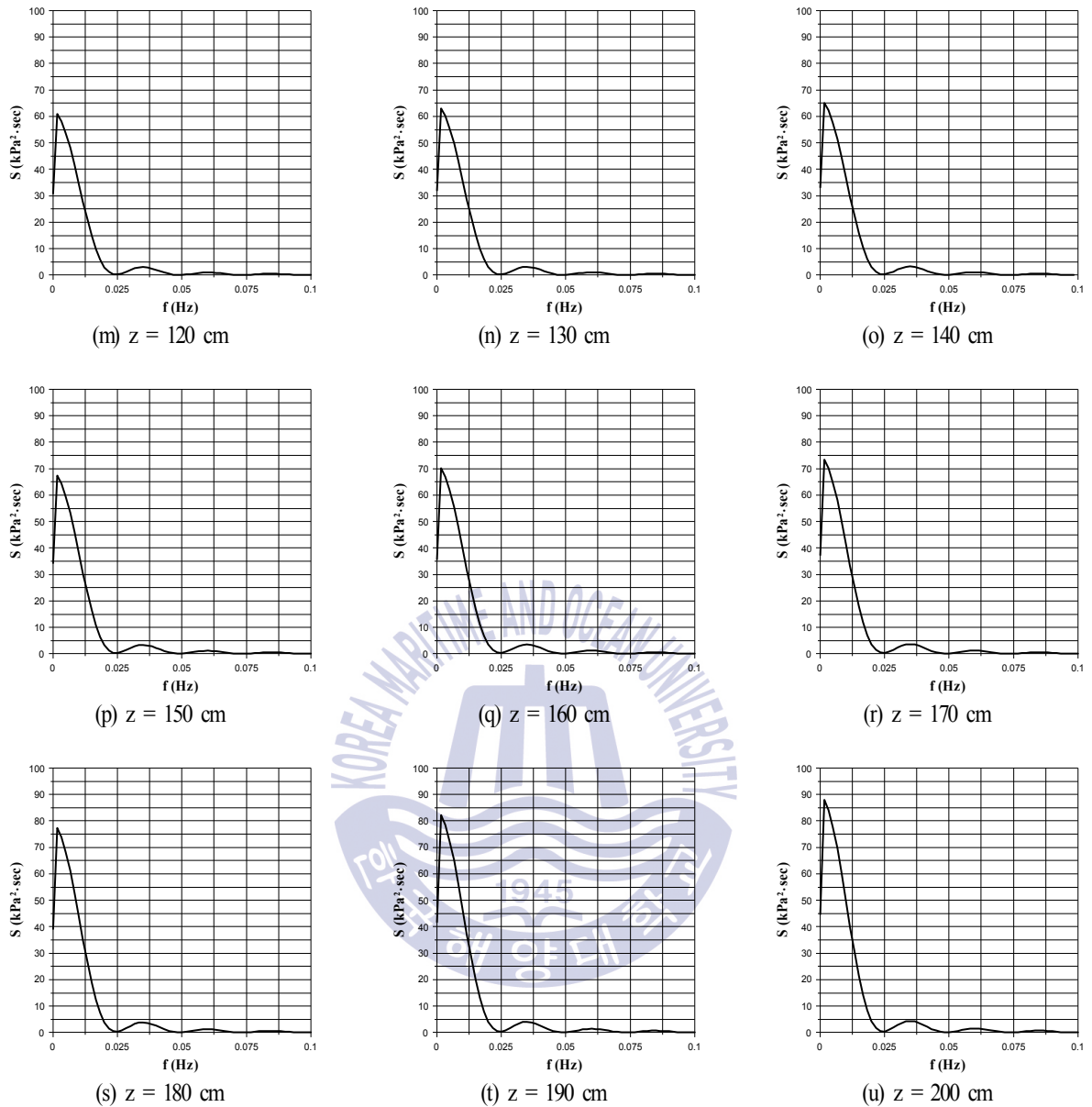
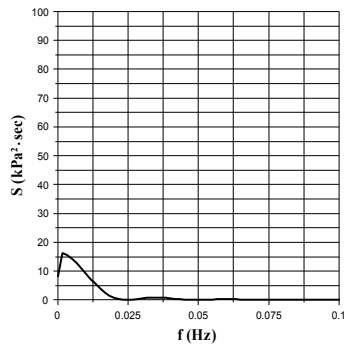


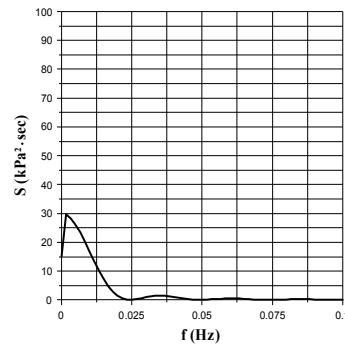
Fig. 5.20. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points A.

$$H_{1/3} = 9\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

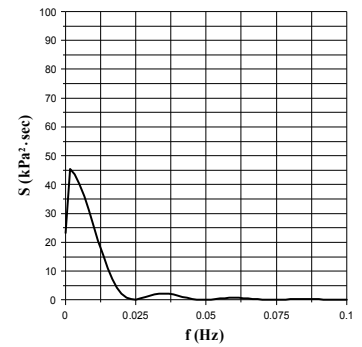
Fig. 5.21은 잠제 중앙위치의 해저지반(Fig. 5.2-측정지점 B)에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압을 주파수스펙트럼으로 나타낸 것이다. 다음의 그림을 살펴보면 유의파고 5cm의 잠제 중앙위치 지반의 경우와 에너지의 크기차이는 나타나지만 유의파고 5cm의 경우와 동일하게  $z=50\text{cm}$  깊이 부근에서 최대 피크치가 나타나며, 전반적인 변화 경향은 비슷하게 나타나는 것을 알 수 있다.



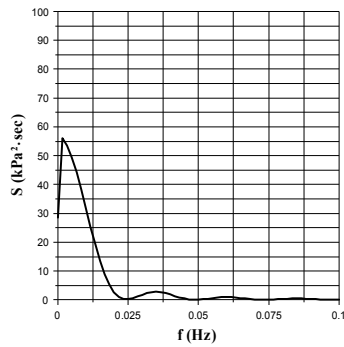
(a)  $z = 1$  cm



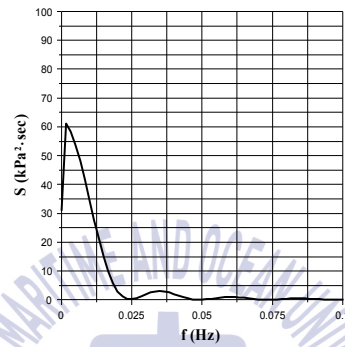
(b)  $z = 10$  cm



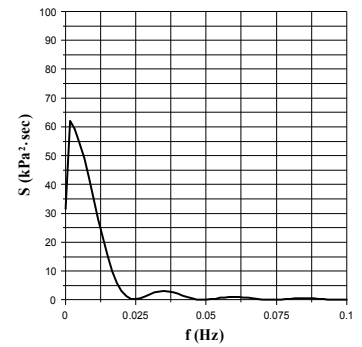
(c)  $z = 20$  cm



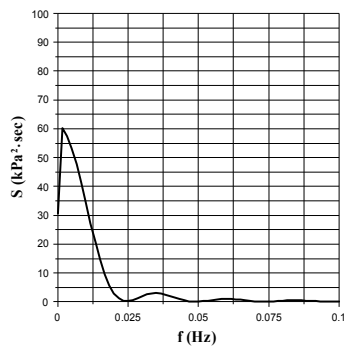
(d)  $z = 30$  cm



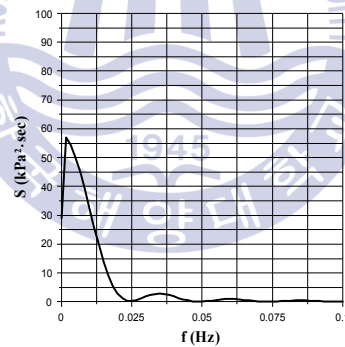
(e)  $z = 40$  cm



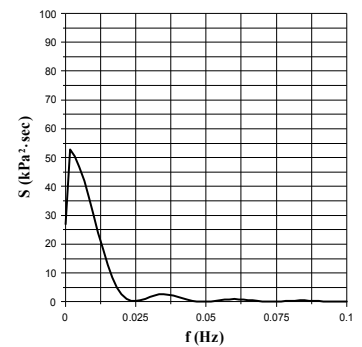
(f)  $z = 50$  cm



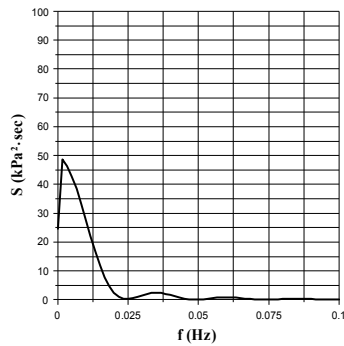
(g)  $z = 60$  cm



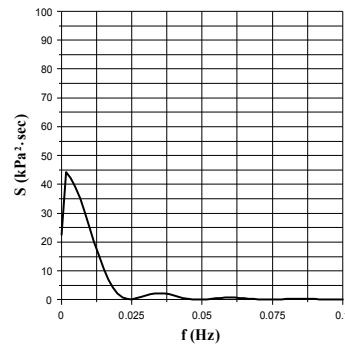
(h)  $z = 70$  cm



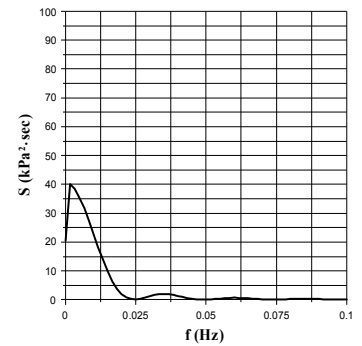
(i)  $z = 80$  cm



(j)  $z = 90$  cm



(k)  $z = 100$  cm



(l)  $z = 110$  cm

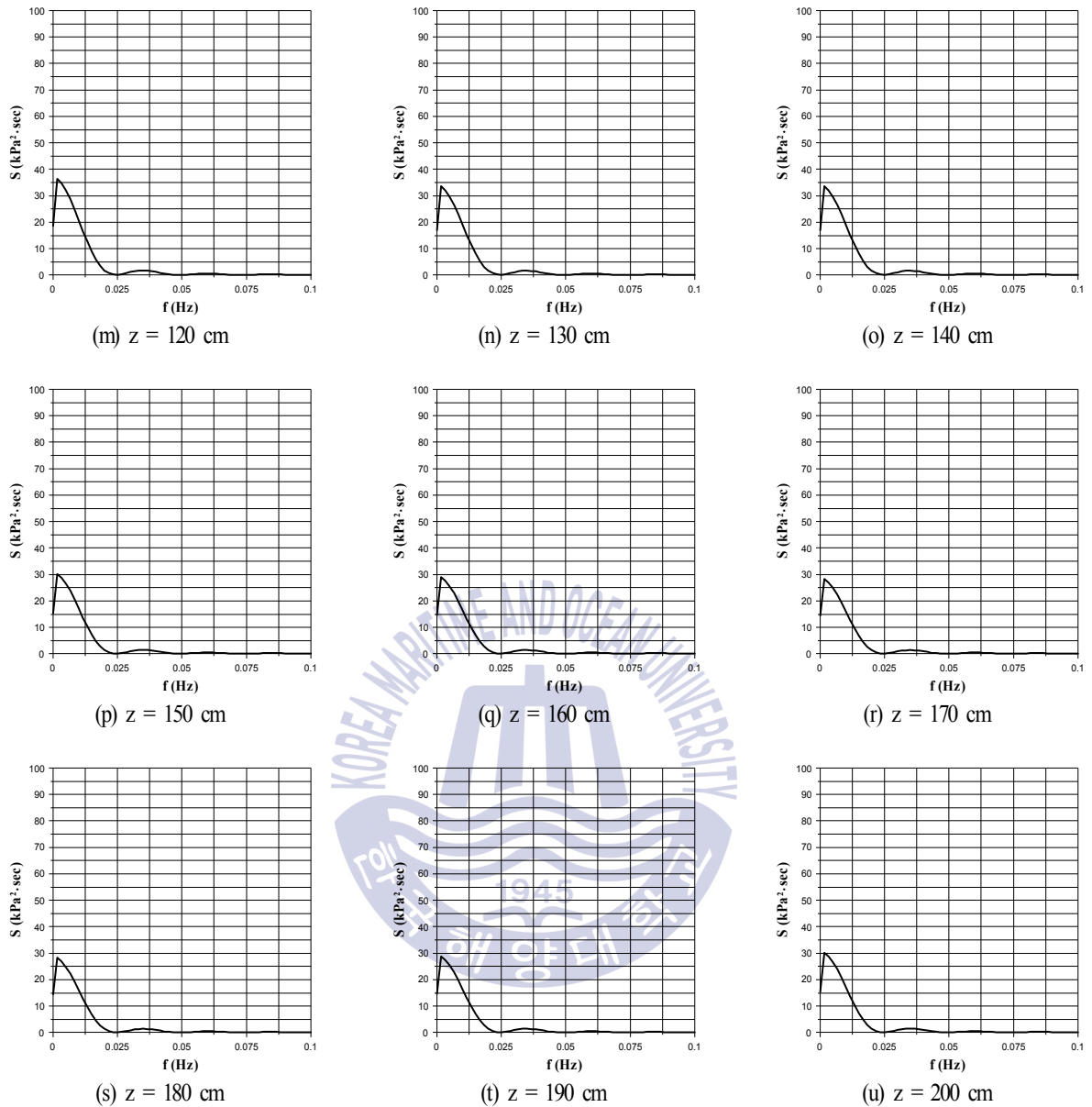
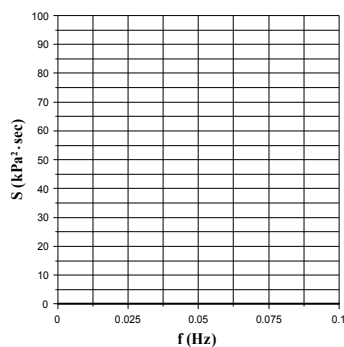


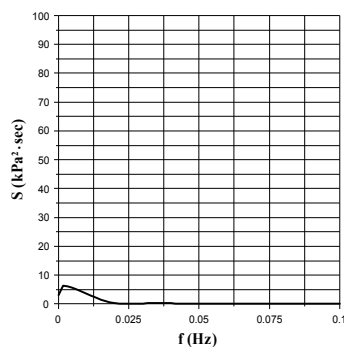
Fig. 5.21. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points B.

$$H_{1/3} = 9\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

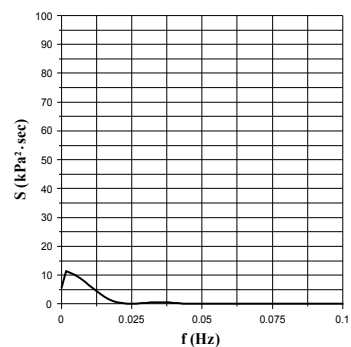
Fig. 5.22는 잠제 후면부의 해저지반(Fig. 5.2-측정지점 C)에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압을 주파수 스펙트럼으로 나타낸 것이다. 앞의 전면부, 중앙위치의 해저지반의 경우와 동일하게 유의파고 5cm의 후면부의 경우와 변화경향은 같으며, 유의파고 9cm의 경우의 에너지 피크치 및 밀도분포가 유의파고 5cm의 경우보다 크게 산정되었다. 또한, 전면부의 경우와 비교하였을 때 잠제로 인하여 파의 에너지가 소실되어 피크치가 작게 산정되는 것도 5cm의 경우와 비슷하다.



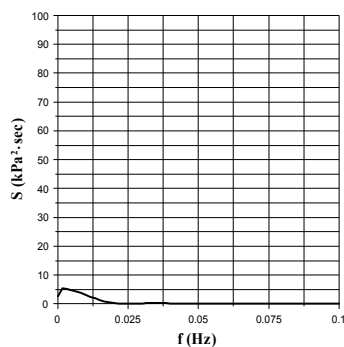
(a)  $z = 1$  cm



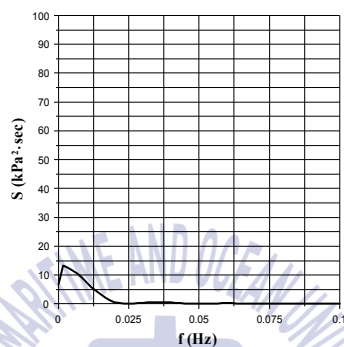
(b)  $z = 10$  cm



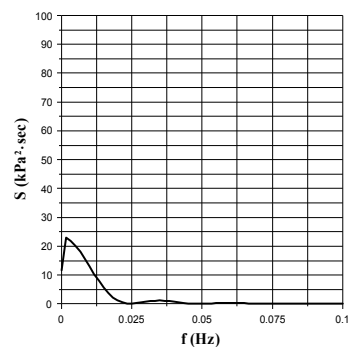
(c)  $z = 20$  cm



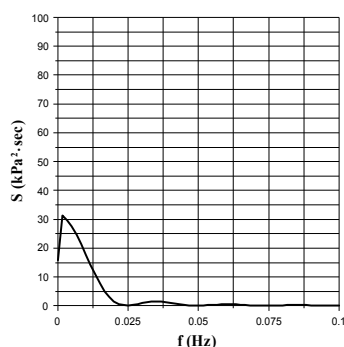
(d)  $z = 30$  cm



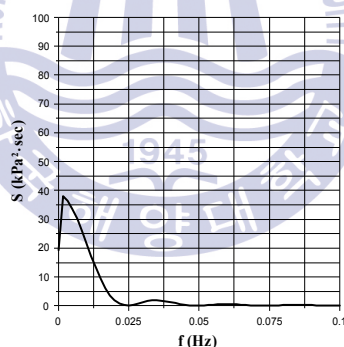
(e)  $z = 40$  cm



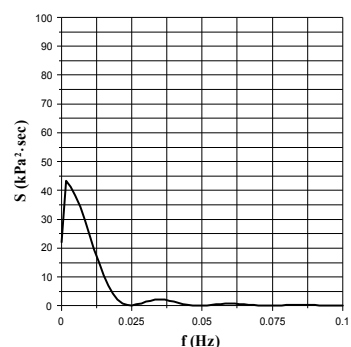
(f)  $z = 50$  cm



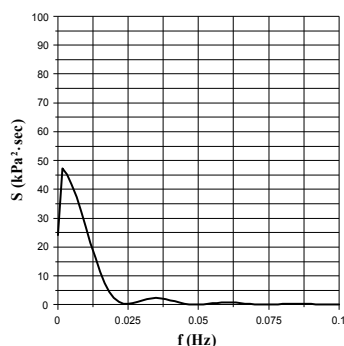
(g)  $z = 60$  cm



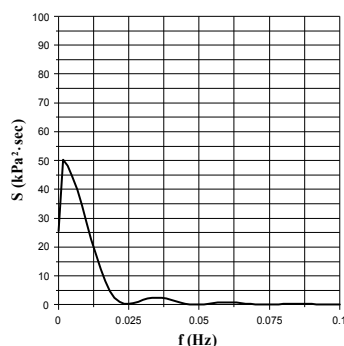
(h)  $z = 70$  cm



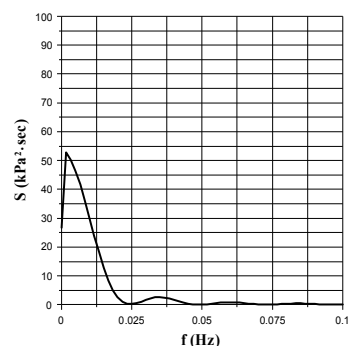
(i)  $z = 80$  cm



(j)  $z = 90$  cm

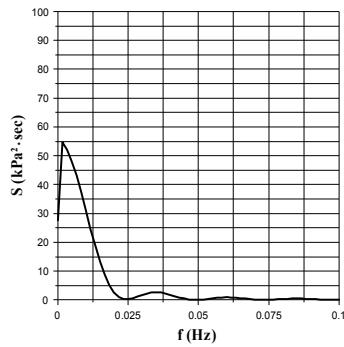


(k)  $z = 100$  cm

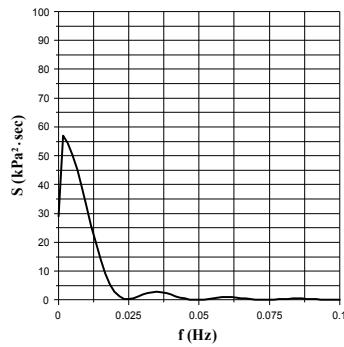


(l)  $z = 110$  cm

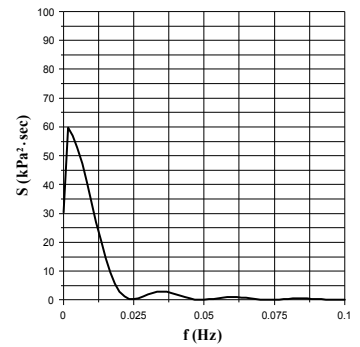




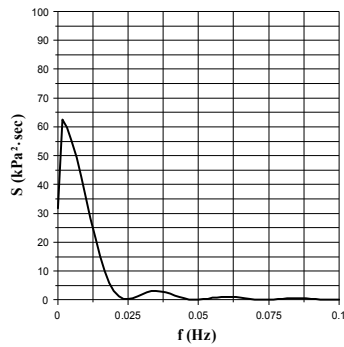
(m)  $z = 120$  cm



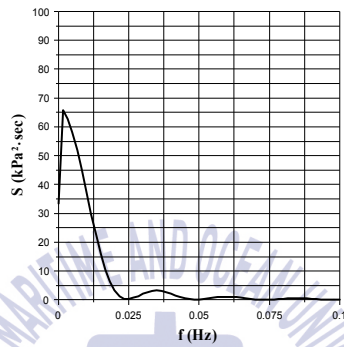
(n)  $z = 130$  cm



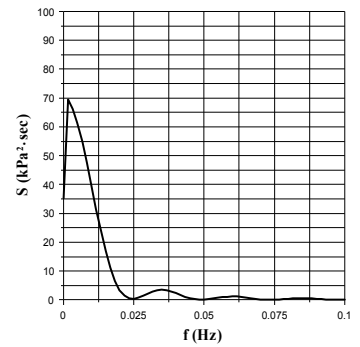
(o)  $z = 140$  cm



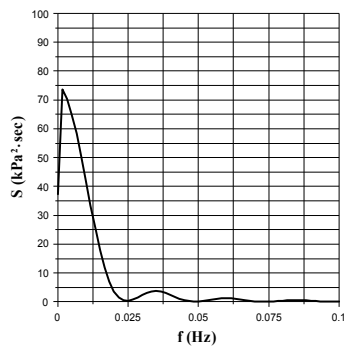
(p)  $z = 150$  cm



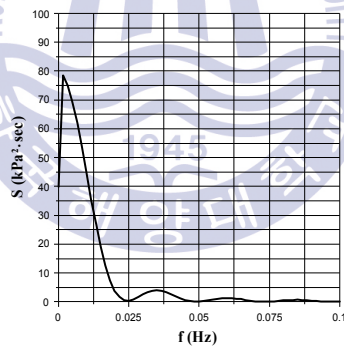
(q)  $z = 160$  cm



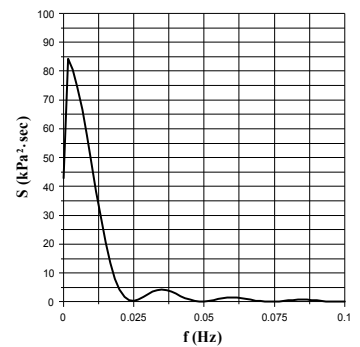
(r)  $z = 170$  cm



(s)  $z = 180$  cm



(t)  $z = 190$  cm



(u)  $z = 200$  cm

Fig. 5.22. Spectrum of excess pore water pressure according to the change of seabed depth at the measuring points C.

$$H_{1/3} = 9\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

## 5.6 과잉간극수압비

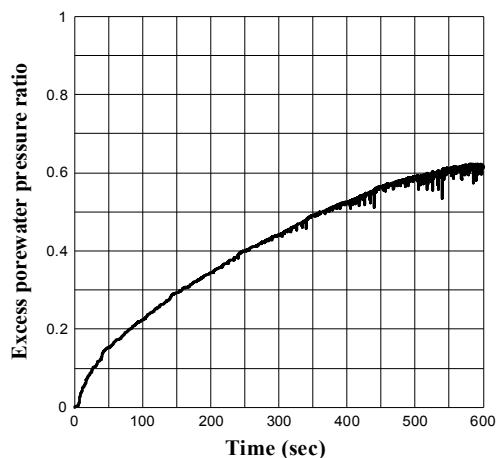
Fig. 5.23~28은 잠제 주변 및 잠제하 해저지반의 액상화가능성을 확인하기 위하여 Fig. 5.2에 제시된 지점 A~C에서 깊이별로 산정된 과잉간극수압비의 시계열을 나타낸 그림이다. FLIP모델에서는 식 (5.1)과 같은 유효응력 감소비로 과잉간극수압비를 나타내며, 이로부터 액상화 현상을 추정한다. 식 (3.22)식에서  $\sigma_m'$ 은 평균유효응력,  $\sigma_{mst}'$ 는 초기유효응력을 뜻하며, 식 (5.2)와 같이 유효응력 감소비가 0.95보다 같거나 큰 경우에 해저지반 액상화현상이 발생하는 것으로 보고 액상화현상을 추정한다.

$$\text{Excess pore water pressure ratio} = 1 - \frac{\sigma_m'}{\sigma_{mst}'} \quad (5.1)$$

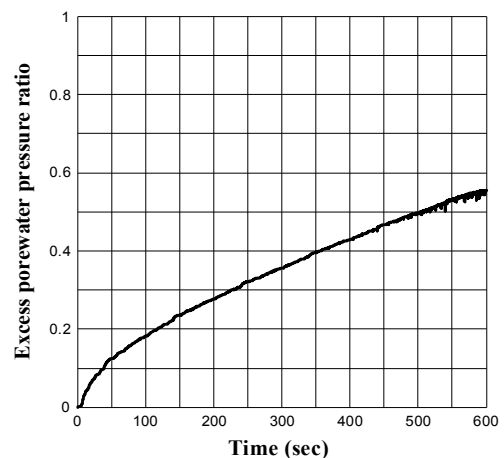
$$1 - \frac{\sigma_m'}{\sigma_{mst}'} \geq 0.95 \quad (5.2)$$

(1) 불규칙파랑의 유의파고  $H_{1/3} = 5\text{cm}$ , 유의주기  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$ 의 경우

먼저, Fig. 5.23의 잠제 전면부 해저지반(측정지점 A)에서의 과잉간극수압비를 검토한다. 해저지반표면 ( $z=1\text{cm}$ )에서는 600초의 수치계산시간동안 과잉간극수압비가 점차 증가하여 계산종료시간대에는 약 0.6의 과잉간극수압비가 나타났으며, 그래프가 상향의 경향으로 계산이 종료 되었지만 비교적 정상상태의 값으로 판단되는 바, 유의파고 5cm, 유의주기 1.4초의 경우에 측정지점 A에서의 액상화가능성은 낮은 것으로 판단된다. 또한, 지반의 깊이가 깊어질수록 과잉간극수압비가 점차 작아지는 것을 확인할 수 있으며, 이 현상은 앞서 지반의 깊이가 깊어질수록 잔류과잉간극수압의 영향으로 전체적인 과잉간극수압은 커지는 값이 산정되었으나, 지반 내에서 유효응력도 지반의 깊이가 깊어질수록 증가하기 때문에 이러한 경향이 나온 것으로 판단된다.



(a)  $z = 1\text{cm}$



(b)  $z = 2\text{cm}$

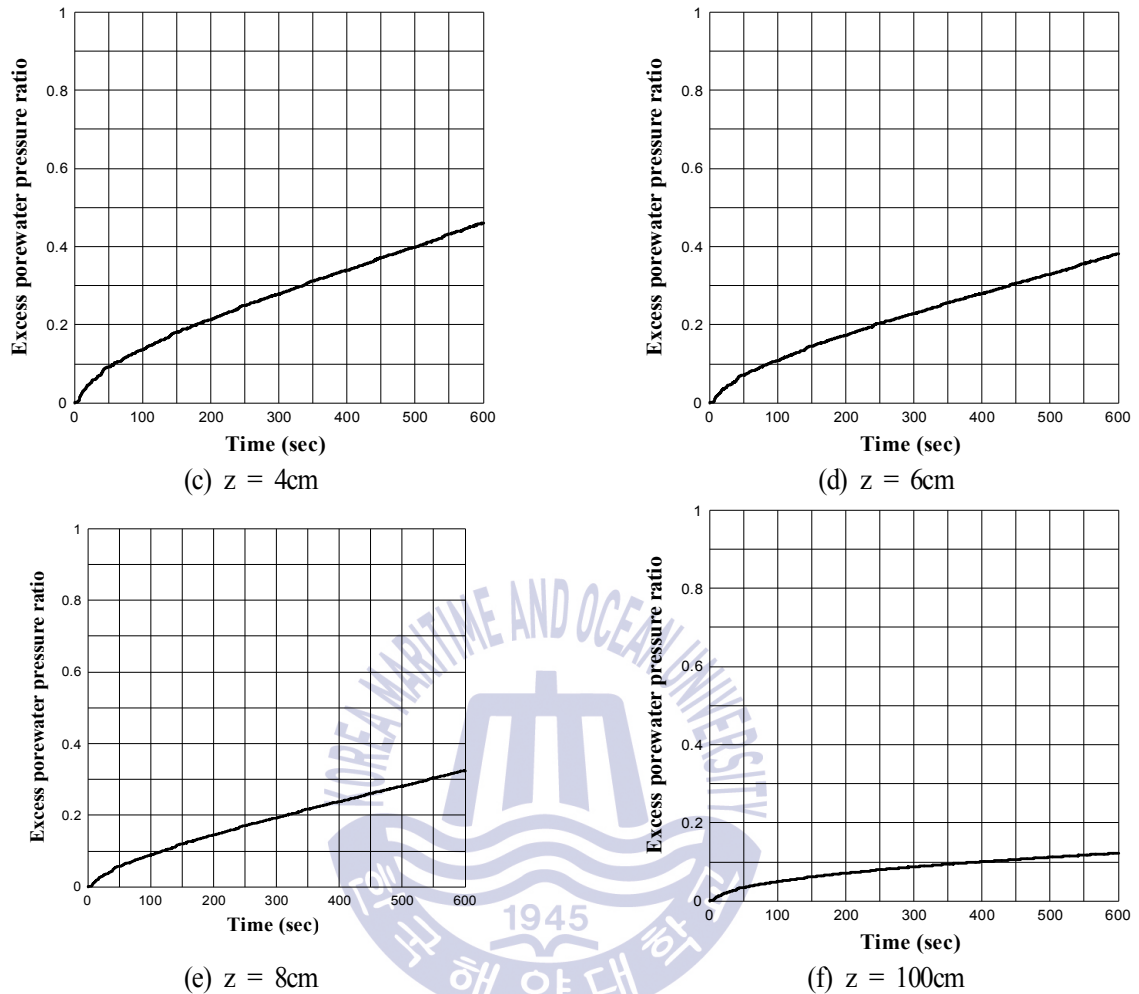
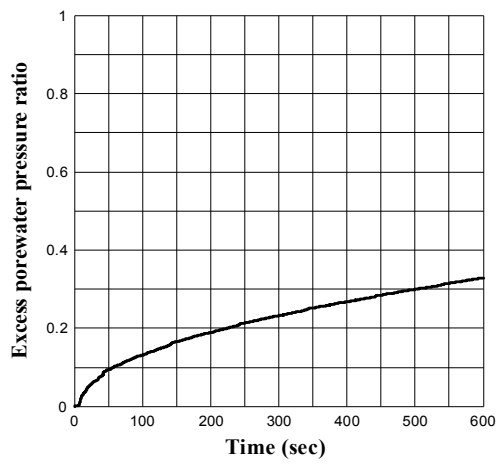


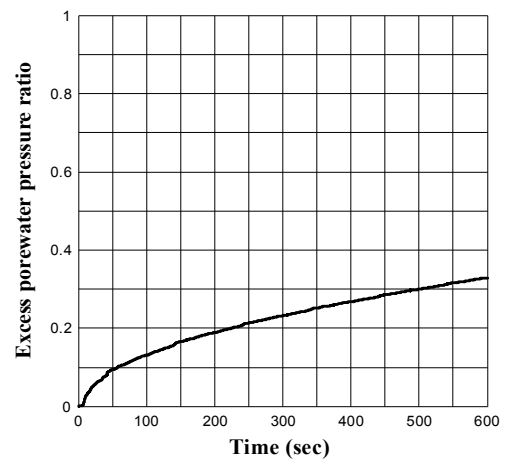
Fig. 5.23. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points A.

$$H_{1/3} = 5\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

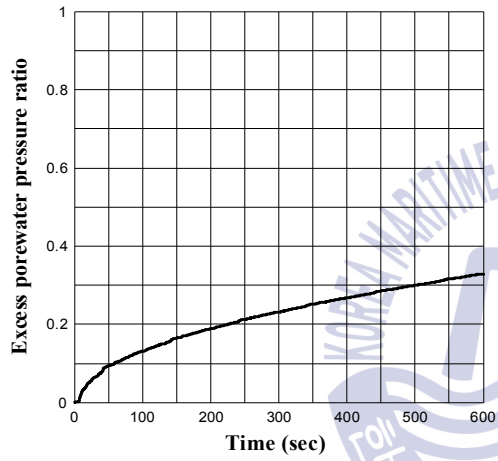
다음으로, Fig. 5.24의 잠제 중앙위치의 하부해저지반(측정지점 B)에서의 과잉간극수압비를 살펴보면, 지반 10cm 깊이까지는 과잉간극수압비의 값이 거의 비슷한 값이 산정되지만, 그 이후 깊이부터는 점차 감소하는 경향이 나타나는 것을 알 수 있다. 또한, 해저지반표면에서 과잉간극수압비가 약 0.32로 산정되어 600초의 계산시간 내에서 액상화가능성은 매우 낮게 나왔다. 전반적으로 그래프들이 상향으로 나타났으며, 5.5절에서 언급하였듯이 잠제 하부지반 표면에서는 잔류성분으로 인하여 과잉간극수압이 비교적 큰 값이 산정되므로 과잉간극수압비의 값이 정상상태가 될 때까지 수치계산시간을 늘려 액상화가능성을 판단하는 연구가 추가적으로 수행될 필요가 있다.



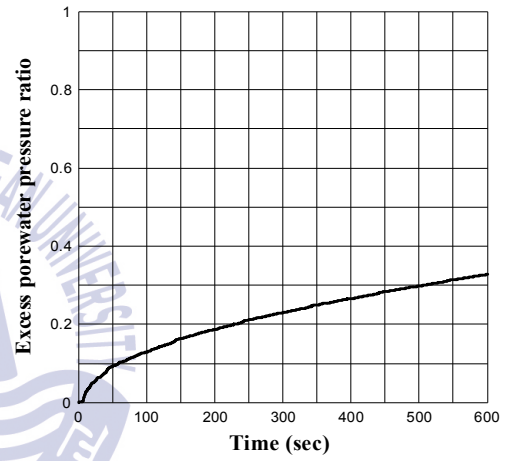
(a)  $z = 1\text{cm}$



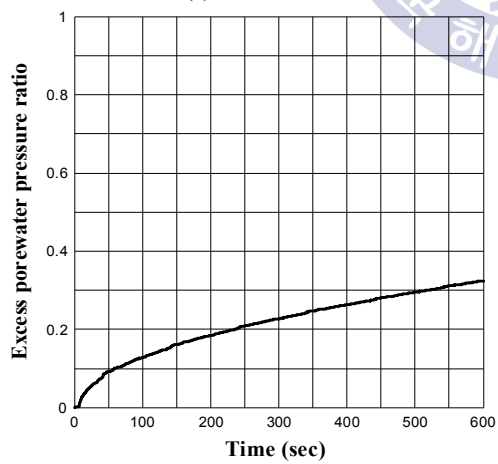
(b)  $z = 2\text{cm}$



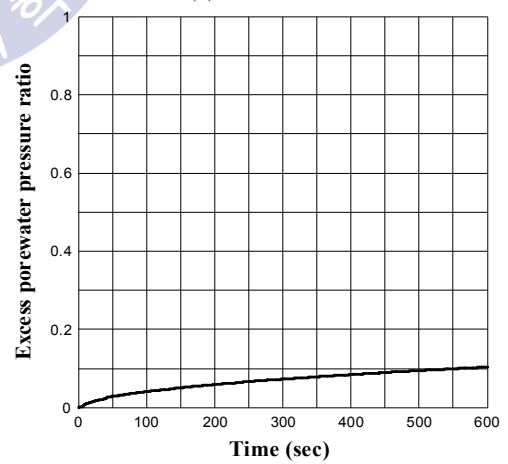
(c)  $z = 4\text{cm}$



(d)  $z = 6\text{cm}$



(e)  $z = 8\text{cm}$



(f)  $z = 100\text{cm}$

Fig. 5.24. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points B.

$$H_{1/3} = 5\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

Fig. 5.25의 잠제 후면부 해저지반의 경우는 잠제의 영향으로 파에너지가 소실되어 해저지반표면에서의 과잉간극수압비 값이 0.6으로 산정되었으나, 전면부와의 값의 차이는 크게 나타나지 않았으며, 깊이가 깊어질수록 과잉간극수압비값이 감소하는 경향은 잠제전면부와 동일하게 나타났다. 이로부터, 잠제 전면부에서의 액상화가 발생하였다면 잠제 후면부에서도 액상화 발생가능성이 높다는 것을 알 수 있다.

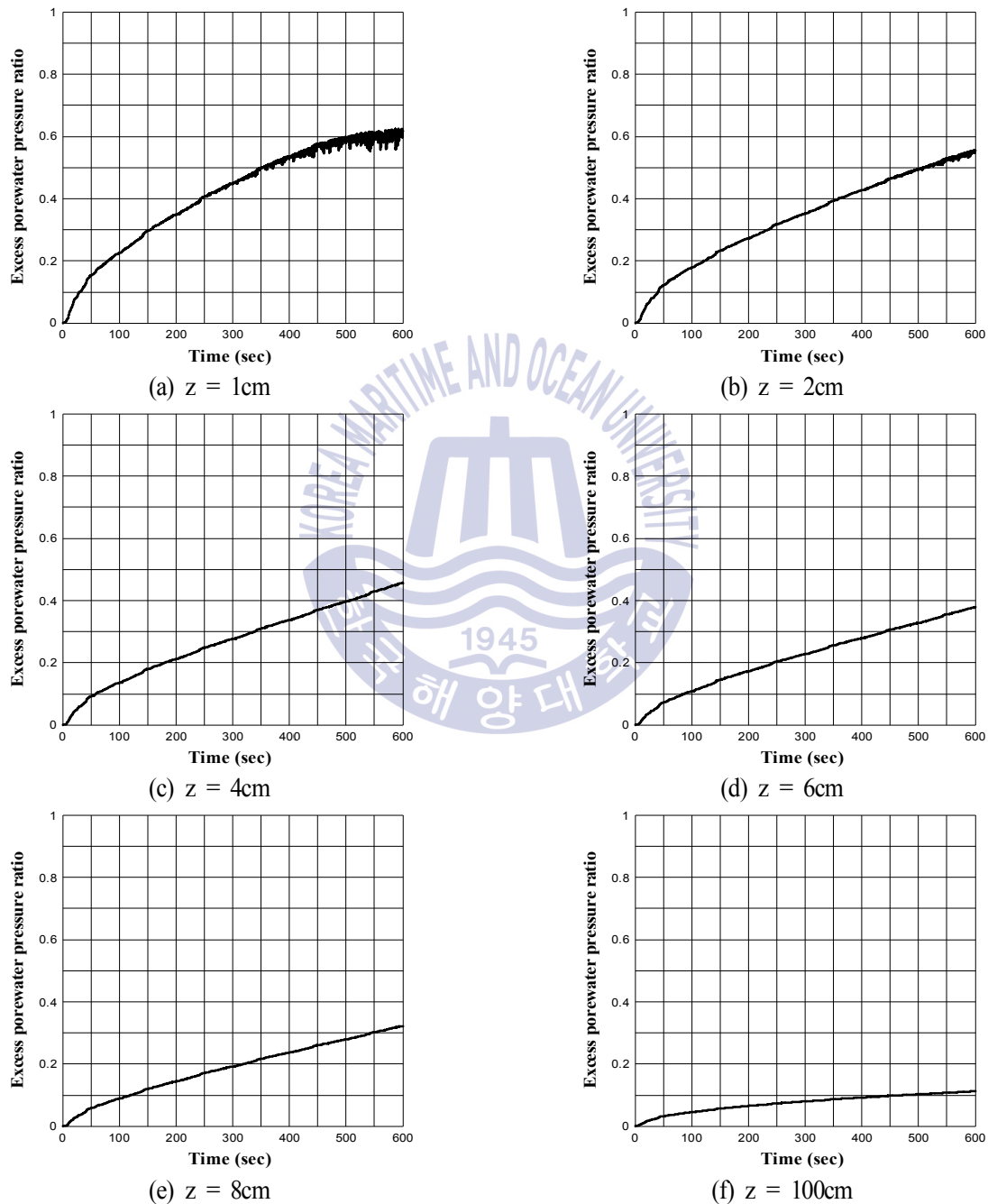
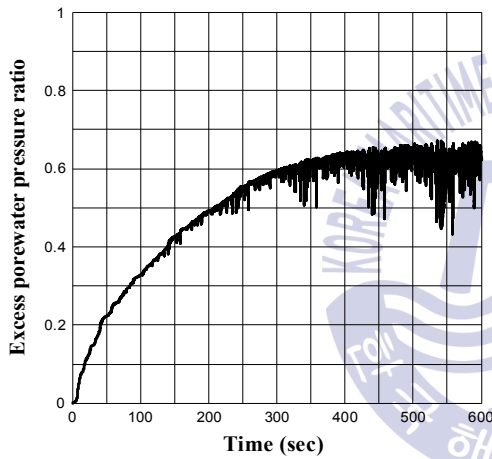


Fig. 5.25. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points C.

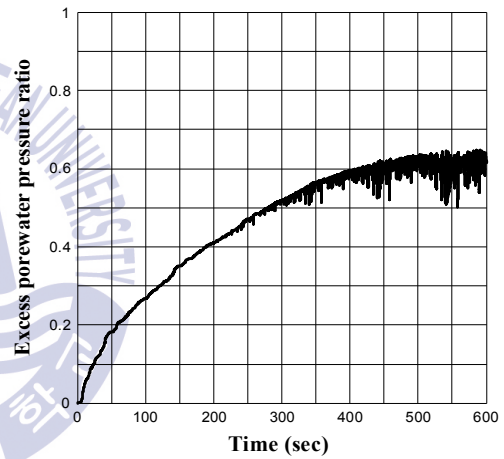
$$H_{1/3} = 5\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

(2) 불규칙파랑의 유의파고  $H_{1/3} = 9\text{cm}$ , 유의주기  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$ 의 경우

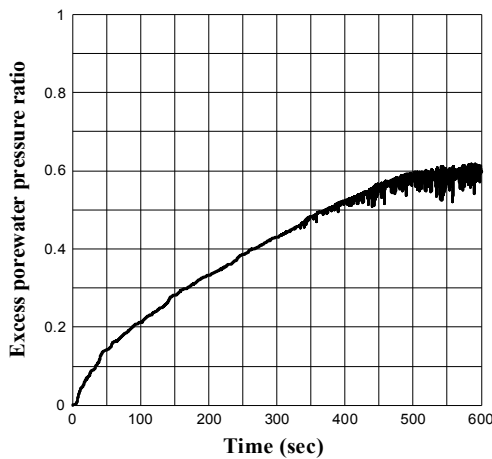
먼저, Fig. 5.26의 유의파고  $H_{1/3} = 9\text{cm}$ , 유의주기  $T_{1/3} = 1.4\text{sec}$ 의 파랑특성을 갖는 불규칙파랑하 잠제 전면부 해저지반(측정지점 A)에서의 과잉간극수압비를 검토한다. 해저지반표면( $z=0\text{cm}$ )에서는 유의파고 5cm의 경우와 동일하게 600초의 수치계산시간동안 과잉간극수압비가 점차 증가하고, 유의파고 5cm의 경우보다 300초 후 시간대에서 진동이 많이 나타나는 것을 알 수 있다. 계산종료시간대 약 0.65의 과잉간극수압비가 나타났으며, 유의파고 9cm의 경우도 해저지반표면에서의 그래프가 비교적 정상상태의 값으로 판단되는 바, A측정지점에서의 액상화가능성은 낮은 것으로 판단된다. 하지만 유의파고 5cm의 경우는 얕은 깊이에서는 과잉간극수압비가 줄어드는 경향이 확연하게 나타나지만, 유의파고 9cm의 경우는 4cm의 깊이까지 깊이에 따라 과잉간극수압비가 미소하게 줄어 들고, 그 이후부터는 확연하게 줄어드는 것을 알 수 있다.



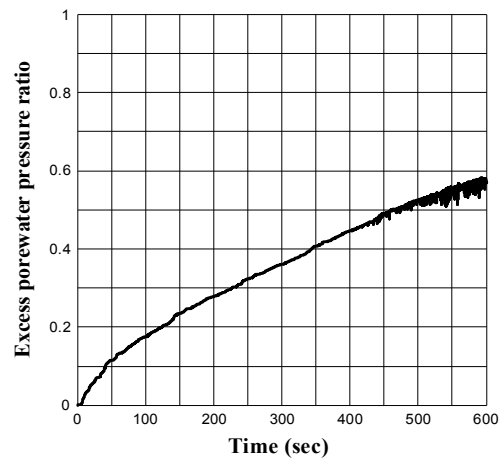
(a)  $z = 1\text{cm}$



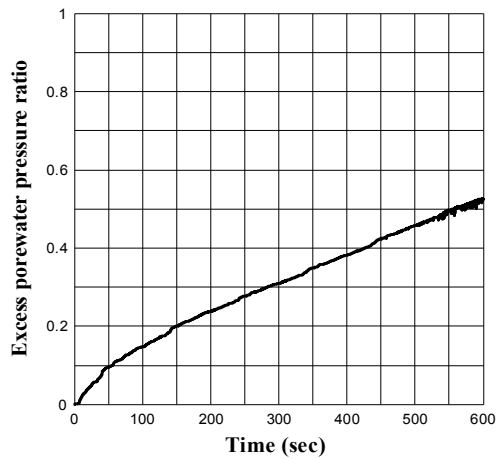
(b)  $z = 2\text{cm}$



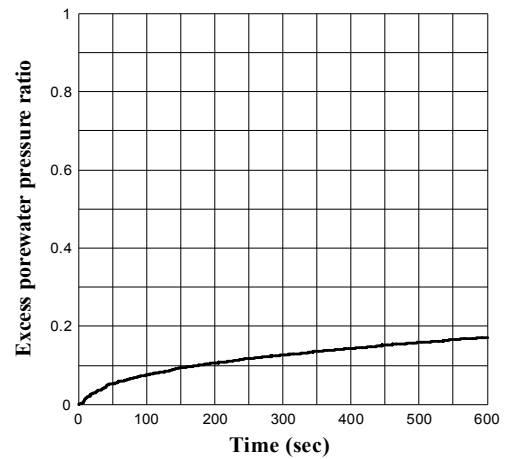
(c)  $z = 4\text{cm}$



(d)  $z = 6\text{cm}$



(e)  $z = 8\text{cm}$

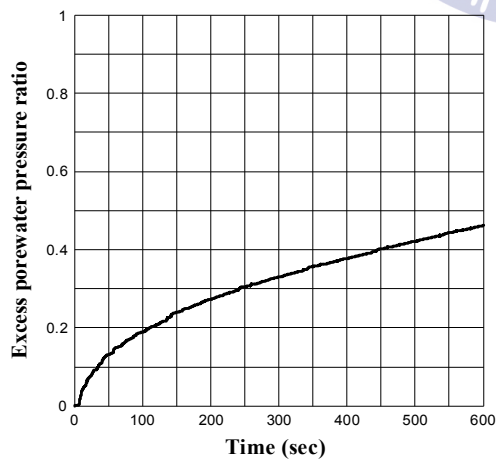


(f)  $z = 100\text{cm}$

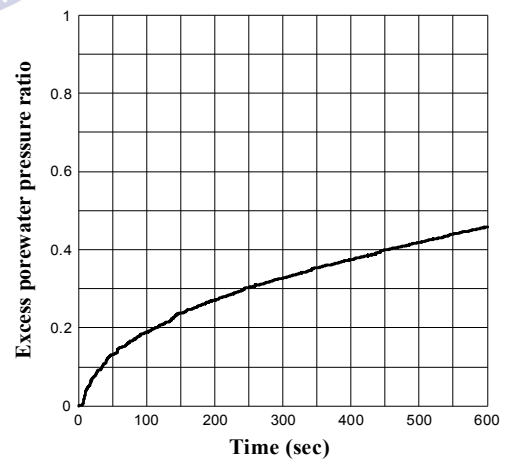
Fig. 5.26. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points A.

$$H_{1/3} = 9\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

다음으로, Fig. 5.27의 잠제 중앙위치의 하부해저지반(측정지점 B)에서의 과잉간극수압비를 살펴보면, 점차 감소하는 경향이 나타나는 것을 알 수 있다. 유의파고 9cm의 경우도 해저지반표면에서 600초의 수치계산시간 내에서는 과잉간극수압비가 약 0.46으로 산정되어 600초의 계산시간 내에서 액상화가능성은 매우 낮게 나왔지만 전반적으로 그래프들이 상향으로 나타났으므로, 수치계산시간을 늘려 과잉간극수압비값 정상상태가 될 때까지 수치계산시간을 늘려 액상화가능성을 판단하는 연구가 추가적으로 수행될 필요가 있다.



(a)  $z = 1\text{cm}$



(b)  $z = 2\text{cm}$



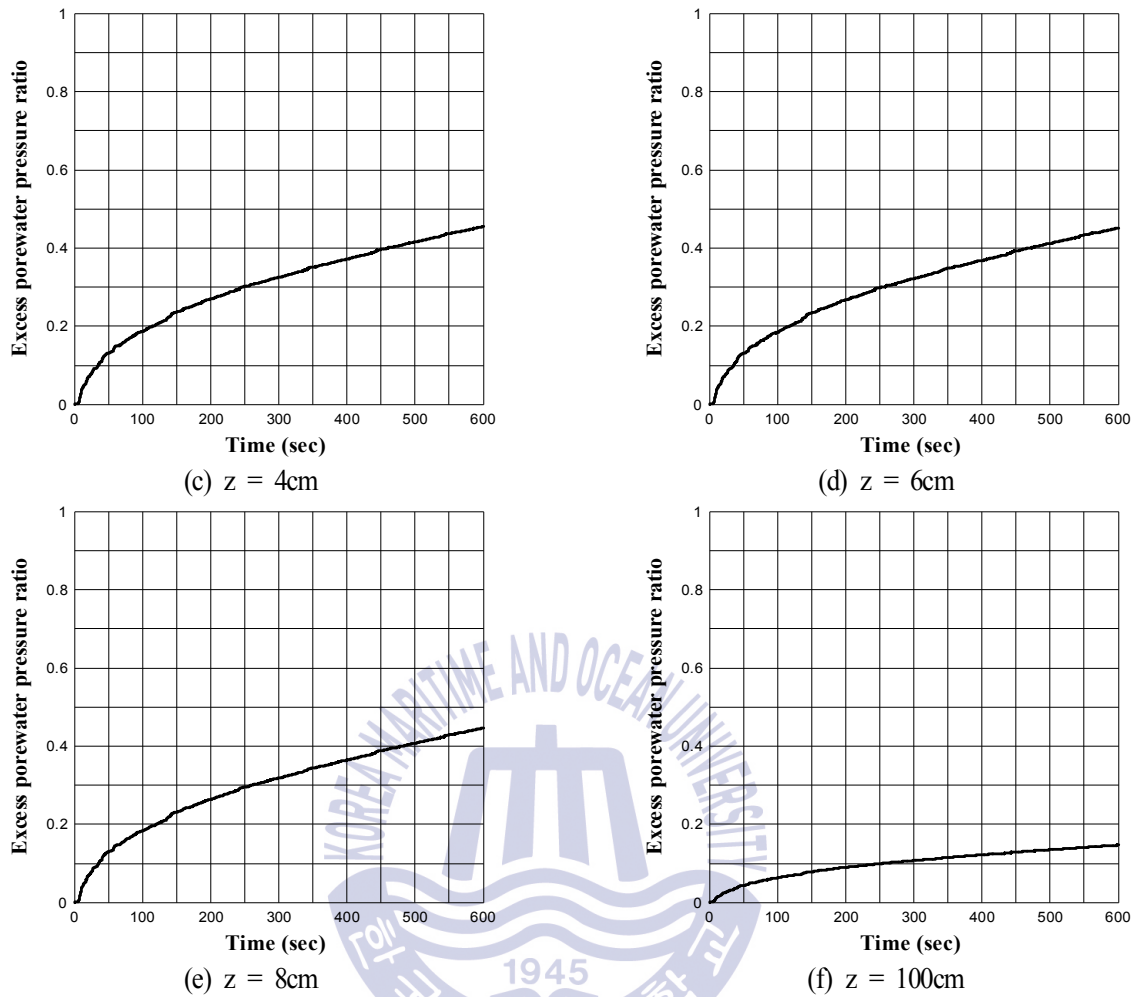


Fig. 5.27. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points B.

$$H_{1/3} = 9\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

Fig. 5.28의 잠제 후면부 해저지반의 경우는 잠제의 영향으로 잠제 상부에서 쇄파가 발생하여 파에너지가 소실되어 해저지반표면에서의 과잉간극수압비가 전면부 해저지반표면에서보다 작은 0.6으로 산정되었지만 큰 차이가 나지 않음을 알 수 있다. 또한, 깊이가 깊어질수록 과잉간극수압비값이 감소하는 경향은 잠제전면부와 동일하게 나타났으며, 앞서 유의파고 5cm경우에서 언급했던 바와 같이 잠제 전면부에서의 액상화가 발생하였다면 잠제 후면부에서도 액상화 발생가능성이 높다는 것을 알 수 있다.

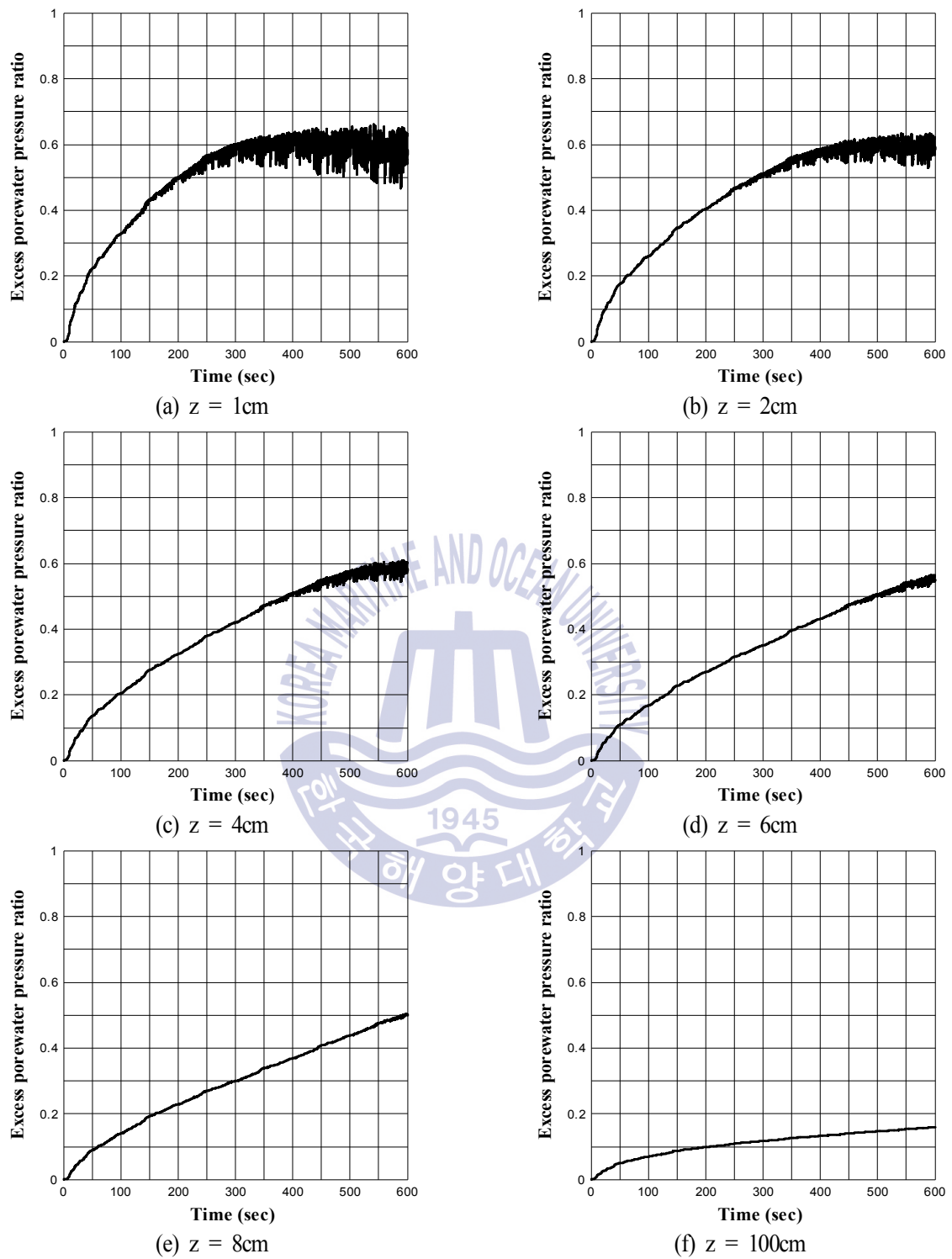


Fig. 5.28. Time history of excess pore water pressure ratio at the measuring points C.

$$H_{1/3} = 9\text{cm}, T_{1/3} = 1.4\text{sec}$$

## 5.7 결론

본 연구에서는 규칙파랑을 대상으로 잠제주변 해저지반의 동적해석에서 기수행된 2D-NIT모델 & FLIP 모델의 검증결과를 근거로, 불규칙파동장하 잠제가 존재하는 해저지반의 동적응답에 관한 수치시뮬레이션을 수행하였다. 잠제 상부에서 쇄파가 발생하지 않는 유의파고 5cm, 유의주기 1.4초의 경우와 잠제상부에서 쇄파현상이 나타나는 유의파고 9cm, 유의주기 1.4초인 경우에 대해 2D-NIT모델로부터 일정수심의 불규칙파랑작용하에서 해저지반표면 및 잠제 표면에서의 동과압을 각각 산정하고, 이를 탄소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델에 외력치로 적용하여 해저지반 내 과잉간극수압, 과잉간극수압비, 주파수스펙트럼의 수치결과로부터 비교·검토하였다. 본문에서 언급된 언어진 중요한 사항을 다음에 요약하여 기술한다.

(1) 잠제 전면부의 해저지반 및 후면부의 해저지반표면에서는 잔류성분은 미소하게 나타나며, 진동성분이 다른 깊이보다 크게 나타나며, 깊이가 깊어질수록 진동성분은 줄어드는 것을 알 수 있었다. 그리고 깊이가 깊어질수록 잔류성분이 크게 나타나, 이로 인해 과잉간극수압이 크게 나타나는 현상이 동일하게 나타나는 것을 알 수 있으며, 불규칙파랑의 특성치가 다른 두 경우를 비교·검토로부터 앞서 언급한 것이 경향들이 일반적인 경향인 것을 알 수 있었다.

(2) 잠제의 영향으로 인하여 파랑변형 또는 쇄파현상으로 인한 에너지 손실이 발생하여 후면부에서의 과잉간극수압 및 스펙트럼의 피크치 값이 전면부의 해저지반에서 보다 작게 나타나는 것을 알 수 있었다. 또한, 유의파고 9cm의 경우 잠제 상부에서 쇄파현상으로 인하여 파랑변형만 발생하는 유의파고 5cm의 경우보다 전면부와 후면부의 스펙트럼 피크치 차이가 크게 나타나는 것을 알 수 있다.

(3) 잠제 중앙위치의 하부지반의 해저지반 표면에서는 전면부 및 후면부와는 다르게 잔류성분이 비교적 크게 나타나며, 이는 잠제표면에 외력이 작용하고 외력이 지반으로 전달되는 과정 중 잠제의 높이만큼 잔류성분이 생긴 것으로 판단된다.

(4) 잠제 하부지반에서 50cm의 깊이까지는 잔류과잉간극수압이 증가하지만 그 이후 깊이부터는 잔류과잉간극수압이 감소하는 경향이 나타났는데, 이는 지반 상부의 잠제가 외력으로 인하여 거동이 발생하고 이로 인한 영향이 나타난 것으로 판단된다.

(5) 유의파고 5cm, 9cm 두 경우 모두 수치계산시간 내에서 과잉간극수압의 그래프가 상향으로 계산이 종료되었으므로, 그래프가 정상상태를 나타낼 때까지 수치계산시간을 늘려 전체적인 경향 및 스펙트럼분포를 파악하는 연구가 추가적으로 수행될 필요가 있다.

(6) 잠제 전면부, 후면부에서는 유의파고 5cm, 9cm의 두 경우 모두 해저지반표면에서의 과잉간극수압비 값이 약 0.6의 값으로 액상화가능성이 낮은 것으로 판단되며, 두 경우 모두 지반의 깊이가 깊어질수록 과잉간극수압비가 낮아지는 경향이 나타났다. 하지만 유의파고 5cm의 경우는 얇은 깊이에서는 과잉간극수압비가 줄어드는 경향이 확연하게 나타나지만, 유의파고 9cm의 경우 어느 정도의 깊이까지는 깊이에 따라 과잉간극수압비가 미소하게 줄어드는 것을 확인 할 수 있는데, 이는 외력이 클수록 액상화 현상이 더 깊이 일어날 수 있음을 알 수 있다.

(7) 잠제 전면부와 후면부에서 계산시간 후반부에 과잉간극수압비의 진동성분이 커지는 것을 알 수 있는데, 이는 과잉간극수압이 증가한만큼 유효응력이 작아지고, 유효응력이 작아진 지반이 파압의 영향을 직접적으로 받아, 과잉간극수압비의 진동성분으로 나타난 것으로 판단된다.

(8) 잠제 중앙위치 하부지반의 얇은 깊이에서는 과잉간극수압비값이 거의 비슷한 값이 산정되며, 동일 깊이의 다른 지점보다 과잉간극수압비값이 작게 나타나는 것을 알 수 있었다. 이는 지반상부의 잠제의 영향으로 인하여 지반내 유효응력이 다른 지점보다 크기 때문에 과잉간극수압비의 값이 작게 나온 것으로 판단된다. 하지만, 액상화가능성은 매우 낮게 나왔으나 전반적으로 그래프들이 상향인 형태이므로, 수치계산시간을 늘려 과잉간극수압비의 값이 정상상태가 될 때까지 수치계산시간을 늘려 액상화가능성을 판단하는 연구가 추가적으로 수행될 필요가 있다.



---

## 6장 결론

---

### 6.1 진행파동장하 해저지반 내 파이프라인이 매설된 경우 지반의 동적응답해석

본 연구에서는 일정수심의 규칙파랑작용하에 해저면상에서 동파압을 산정하고, 이를 탄소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델에 외력치로 적용하여 해저지반 내 동적응답을 수치모델링하였다. 수치과정으로 얻어진 해와 기존의 해석해의 비교 및 검토로부터 수치해석결과의 타당성을 검증하였으며, 본문에서 언급된 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약하여 기술한다.

(1) 지반에 매설되어 있는 구조물의 변위는 기본적으로 지반변형에 의해 발생되며, 시간의 경과와 더불어 파동의 주기와 동일한 주기적인 구조물의 변위를 나타낸다. 파이프의 존재 여부에 따라 수평변위와 연직변위가 다르게 나타나며, 파이프가 존재하는 지반에서의 변위는 수평변위가 연직변위보다 크게 나타나고, 파이프에서 15m 이격된 지반에서는 연직변위가 수평변위보다 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 또한 파이프의 존재유무에 따라 연직변위의 변화양상이 다른 것을 알 수 있으며, 파이프가 존재하는 지반에서는 지반의 변위량이 시간의 경과에 따라 양의 값으로 증가하여 부상현상이 나타나는 것을 알 수 있고, 파이프가 존재하지 않는 지반에서는 변위량이 시간의 경과에 따라 음의 값으로 증가하므로 침하현상이 나타나는 것을 알 수 있다.

(2) 무차원최대진동과잉간극수압분포로부터 지반 내에서 연직깊이가 깊을수록 진동과잉간극수압이 감소하는 것이 일반적인 경향이며, 본 연구의 수치결과 또한 이러한 경향을 나타내지만, 파이프 주변 지반에서는 파이프의 거동에 대한 영향으로 과잉간극수압의 크기가 역전되는 현상이 나타나 일반적인 경향이 나타나지 않은 것을 알 수 있다. 무차원최대잔류과잉간극수압분포로부터는 지반 내에서 연직깊이가 깊을수록 잔류과잉간극수압이 증가하며, 파이프가 존재하는 지반의 경우 해저지반표면으로부터 5m 깊이까지 파이프의 영향으로 잔류과잉간극수압이 거의 일정한 값이 나타난 것을 알 수 있다. 또한, 산정되는 진동 및 잔류과잉간극수압의 크기가 파이프의 존재유무에 따라 다르게 나타나며, 전반적으로 파이프로부터 15m이격된 지반에서의 과잉간극수압이 크게 산정된다.

(3) 과잉간극수압비에서는 파이프를 기준으로 상부지반과 하부지반으로 나누어 비교 및 검토를 하였다. 파이프 주변지반에서 과잉간극수압의 크기가 역전되는 현상이 과잉간극수압비의 그래프에서도 나타났으며, 과잉간극수압비가 0.95 이상으로 나타날 경우에 지반에 액상화현상이 나타난 것으로 판단되지만, 600초의 수치계산시간 내에서는 전반적으로 값이 작게 산정되어 액상화 가능성이 낮다고 판단된다. 하지만, 본 연구의 최종계산시간까지는 그래프의 경향이 전부 상향의 경향이 나타났으므로, 과잉간극수압비 값이 정상상태에 도달할 때까지 수치계산시간을 늘려 액상화가능성을 판단하는 연구가 추가적으로 진행되어야 할 필요가 있다.

## 6.2 규칙파동장하 잠제 주변지반의 동적거동에 관한 수치해석

본 연구에서는 2D-NIT모델로부터 일정수심의 규칙파랑작용하 해저면 및 잠제표면에 작용하는 동과압을 산정하고, 이를 FLIP모델의 외력치로 적용하여 해저지반 내 동적응답을 수치모델링하였다. 수치과정으로 얻어진 수치결과와 Mizutani et al.(1998)에 의한 실험치와의 비교 및 검토로부터 수치해석결과의 타당성을 검증하였으며, 본문에서 언급된 중요한 사항을 다음에 요약하여 기술한다.

(1) 과잉간극수압의 시계열로부터 잠제 전면부의 해저지반 및 후면부의 해저지반은 해저지반표면에서는 잔류성분은 미소하게 나타나고, 진동성분이 다른 깊이보다 크게 나타나는 것을 알 수 있었다. 이로부터 잠제가 상부에 존재하지 않는 해저지반표면에서 액상화현상이 일어난다고 가정하였을 때, 잔류성분에 의한 액상화보다 진동성분에 의한 액상화가능성이 큰 것을 파악 할 수 있었다. 또한 깊이가 깊어질수록 진동성분은 줄어들고, 잔류성분이 크게 나타나며, 잔류성분에 의해 과잉간극수압이 크게 나타나는 현상이 Case 1~3에서 동일하게 나타나는 것을 알 수 있었다.

(2) 잠제 중앙위치의 하부지반의 해저지반 표면에서는 잔류과잉간극수압이 비교적 크게 나타나며, 이는 잠제표면에 외력이 작용하고 해저지반으로 외력의 전달과정에서 잠제의 높이만큼 잔류성분이 나타난 것으로 판단된다. 이러한 결과치로부터 잠제하부지반의 액상화현상은 잔류성분으로 인해 발생하는 것일 가능성이 큰 것으로 판단된다.

(3) 잠제하부지반도 깊이가 깊어질수록 잔류과잉간극수압이 크게 나타나는 현상은 다른 측정지점과 동일하게 나타났으며, 얕은 깊이에서는 과잉간극수압값이 일정한 경향으로 증가하지 않는 현상이 나타났으며, 이는 상부잠제의 거동으로 인한 것으로 판단된다.

(4) 잠제 전면부와 후면부에서는 파고 3cm, 6cm, 9cm의 경우 모두 해저지반표면에서의 과잉간극수압비 값이 액상화 판단기준인 0.95보다 작게 산정되어 수치적으로는 액상화가 발생하지 않으나, Case 2~3의 경



우 비교적 높은 과잉간극수압비가 산정된 것으로 보았을 때 지반 액상화 가능성이 높으며, 지반의 유효응력은 크게 감소된 것을 알 수 있다.

(5) 잠제 전면부와 후면부 모두 Case 2~3의 경우 계산시간 후반부에서 과잉간극수압의 진동성분이 커지는 것을 알 수 있으며, 이는 과잉간극수압이 증가한만큼 유효응력이 작아지고, 유효응력이 작아진 지반이 파압의 영향을 직접적으로 받아, 과잉간극수압비의 진동성분으로 나타난 것으로 판단된다.

(6) 잠제 전면부 및 후면부의 측정지점에서 지반의 깊이가 깊어질수록 과잉간극수압비가 낮아지는 경향이 나타났으며, 파고가 작은 3cm의 경우는 과잉간극수압비가 줄어드는 경향이 확연하게 나타나지만, 파고가 높아질수록 과잉간극수압비가 감소하는 경향이 작게 나타나는 것을 알 수 있었다. 이는 외력이 클수록 액상화 깊이가 깊게 발생할 수 있다는 것을 알 수 있다.

(7) 잠제 중앙위치 하부지반에서는 다른 측정지점과는 다르게 20cm의 깊이에서 최대과잉간극수압비 값이 산정된 것을 알 수 있다. 이는 지반의 깊이가 깊어질수록 잔류과잉간극수압과 유효응력은 증가하는데, 20cm의 깊이까지는 유효응력의 증가비율보다 과잉간극수압의 증가비율이 크게 나타나 20cm의 깊이에서 최대과잉간극수압비 값이 산정됐으며, 그 이후 깊이부터는 다시 유효응력의 증가율이 과잉간극수압의 증가율보다 크게 나타나 깊이가 깊어질수록 과잉간극수압비가 작아지는 경향이 나타난 것으로 판단된다.

(8) 본 연구의 Case들이 6000초의 계산시간 내에서는 액상화 판단기준인 0.95보다 작은 과잉간극수압비 값이 산정되었으나, 상향의 경향으로 계산이 종료된 경우도 있으므로, 수치계산시간을 더 길게 하여 과잉간극수압비값이 정상상태 일 때의 액상화 가능성을 판단할 필요가 있다고 판단된다.

### 6.3 불규칙파동장하 잠제 주변에서 해저지반 내 동적응답의 수치해석

본 연구에서는 규칙파랑을 대상으로 잠제주변 해저지반의 동적해석에서 기수행된 2D-NIT모델 & FLIP 모델의 검증결과를 근거로, 불규칙파동장하 잠제가 존재하는 해저지반의 동적응답에 관한 수치시뮬레이션을 수행하였다. 잠제 상부에서 쇄파가 발생하지 않는 유의파고 5cm, 유의주기 1.4초의 경우와 잠제상부에서 쇄파현상이 나타나는 유의파고 9cm, 유의주기 1.4초인 경우에 대해 2D-NIT모델로부터 일정수심의 불규칙파랑작용하에서 해저지반표면 및 잠제 표면에서의 동파압을 각각 산정하고, 이를 탄소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델에 외력치로 적용하여 해저지반 내 과잉간극수압, 과잉간극수압비, 주파수스펙트럼의 수치결과로부터 비교·검토하였다. 본문에서 언급된 언어진 중요한 사항을 다음에 요약하여 기술한다.



(1) 잠제 전면부의 해저지반 및 후면부의 해저지반표면에서는 잔류성분은 미소하게 나타나며, 진동성분이 다른 깊이보다 크게 나타나며, 깊이가 깊어질수록 진동성분은 줄어드는 것을 알 수 있었다. 그리고 깊이가 깊어질수록 잔류성분이 크게 나타나, 이로 인해 과잉간극수압이 크게 나타나는 현상이 동일하게 나타나는 것을 알 수 있으며, 불규칙파랑의 특성치가 다른 두 경우를 비교·검토로부터 앞서 언급한 것이 경향들이 일반적인 경향인 것을 알 수 있었다.

(2) 잠제의 영향으로 인하여 파랑변형 또는 쇄파현상으로 인한 에너지 손실이 발생하여 후면부에서의 과잉간극수압 및 스펙트럼의 피크치 값이 전면부의 해저지반에서 보다 작게 나타나는 것을 알 수 있었다. 또한, 유의파고 9cm의 경우 잠제 상부에서 쇄파현상으로 인하여 파랑변형만 발생하는 유의파고 5cm의 경우보다 전면부와 후면부의 스펙트럼 피크치 차이가 크게 나타나는 것을 알 수 있다.

(3) 잠제 중앙위치의 하부지반의 해저지반 표면에서는 전면부 및 후면부와는 다르게 잔류성분이 비교적 크게 나타나며, 이는 잠제표면에 외력이 작용하고 외력이 지반으로 전달되는 과정 중 잠제의 높이만큼 잔류성분이 생긴 것으로 판단된다.

(4) 잠제 하부지반에서 50cm의 깊이까지는 잔류과잉간극수압이 증가하지만 그 이후 깊이부터는 잔류과잉간극수압이 감소하는 경향이 나타났는데, 이는 지반 상부의 잠제가 외력으로 인하여 거동이 발생하고 이로 인한 영향이 나타난 것으로 판단된다.

(5) 유의파고 5cm, 9cm 두 경우 모두 수치계산시간 내에서 과잉간극수압의 그래프가 상향으로 계산이 종료되었으므로, 그래프가 정상상태를 나타낼 때까지 수치계산시간을 늘려 전체적인 경향 및 스펙트럼분포를 파악하는 연구가 추가적으로 수행될 필요가 있다.

(6) 잠제 전면부, 후면부에서는 유의파고 5cm, 9cm의 두 경우 모두 해저지반표면에서의 과잉간극수압비 값이 약 0.6의 값으로 액상화가능성이 낮은 것으로 판단되며, 두 경우 모두 지반의 깊이가 깊어질수록 과잉간극수압비가 낮아지는 경향이 나타났다. 하지만 유의파고 5cm의 경우는 얕은 깊이에서는 과잉간극수압비가 줄어드는 경향이 확연하게 나타나지만, 유의파고 9cm의 경우 어느 정도의 깊이까지는 깊이에 따라 과잉간극수압비가 미소하게 줄어드는 것을 확인 할 수 있는데, 이는 외력이 클수록 액상화 현상이 더 깊이 일어날 수 있음을 알 수 있다.

(7) 잠제 전면부와 후면부에서 계산시간 후반부에 과잉간극수압비의 진동성분이 커지는 것을 알 수 있는데, 이는 과잉간극수압이 증가한만큼 유효응력이 작아지고, 유효응력이 작아진 지반이 과압의 영향을

직접적으로 받아, 과잉간극수압비의 진동성분으로 나타난 것으로 판단된다.

(8) 잠제 중앙위치 하부지반의 얇은 깊이에서는 과잉간극수압비값이 거의 비슷한 값이 산정되며, 동일 깊이의 다른 지점보다 과잉간극수압비값이 작게 나타나는 것을 알 수 있었다. 이는 지반상부의 잠제의 영향으로 인하여 지반내 유효응력이 다른 지점보다 크기 때문에 과잉간극수압비의 값이 작게 나온 것으로 판단된다. 하지만, 액상화가능성은 매우 낮게 나왔으나 전반적으로 그래프들이 상향인 형태이므로, 수치계산시간을 늘려 과잉간극수압비의 값이 정상상태가 될 때까지 수치계산시간을 늘려 액상화가능성을 판단하는 연구가 추가적으로 수행될 필요가 있다.



## <참고문헌>

- 백동진 (2015). 파랑-해저지반-혼성방파제의 상호작용에 의한 지반과 구조물의 동적응답에 관한 연구, 박사학위논문, 한국해양대학교
- 이민기 (2007). CADMAS-SURF에 의한 불규칙파랑의 해석과 월파랑추산에 관한 연구, 석사학위논문, 한국해양대학교
- 이광호, 박정현, 조성, 김도삼 (2013). 해수교환을 고려한 진동수주형 파력발전구조물에서 불규칙공기흐름에 관한 수치해석, 한국해양-해양 공학회논문집, 25(3), 128-137.
- 이광호, 백동진, 김도삼, 김태형, 배기성 (2014). 파랑-지반-해양구조물의 상호작용에 기인하는 해저지반과 구조물의 동적응답에 관한 수치시뮬레이션, 한국해양-해양동학회 논문집, 26(1), 49-64.
- 해양수산부 (2005). 연안침식방지 기술개발 연구용역 1차년도 보고서.
- Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation, J. of Applied Physics, 12, 155-165.
- Chen, Y., Lai, X., Ye, Y., Huang, B. and Ji, M. (2005). Water-induced pore water pressure in marine cohesive soils, Acta Oceanologica Sinica, 24(4), 138-145.
- Cheng, L., Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (2001). Solutions of pore pressure build up due to progressive waves, Intl. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 25, 885-907.
- De Alba P., Seed, H.B. and Chan, C.K. (1976). Sand liquefaction in large-scale simple shear tests, J. of Geotechnical Division, ASCE, 102, 909-928.
- Fujiwara, R. (2005). A method for generation irregular waves using CADMAS-SURF and applicability for wave transformation and overtopping, Coastal Eng., JSCE, 52, 41-45 (in Japanese).
- Godá, Y. (1985). Random sea and design of maritime structures, Univ. of Tokyo Press, 323pp.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries, J. of Computational Physics, 39, 201-225.
- Hsu, J.R.C. and Jeng, D.S. (1994). Wave-induced soil response in an unsaturated anisotropic seabed of finite thickness, Intl. J. for Numerical Analytical Methods in Geomechanics, 18(11), 785-807.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a). Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 16-20.
- Jeng, D.S. (1997). Wave-induced seabed response in front of a breakwater, PhD thesis, Univ. of Western Australia.
- Jeng, D.S. (2008). Effects of wave on residual pore pressure in marine sediments, The Open Civil Eng. J., 2, 63-74.
- Jeng, D.S., Seymour, B. and Li, J. (2006). A new approximation for pore pressure accumulation in marine sediment due to water waves, Research Report No.R868, The Univ. of Sydney, Australia, 28pp.
- Jeng, D.S. and Hsu, J.R.C. (1996). Wave-induced soil response in a nearly saturated seabed of finite thickness, Geotechnique, 46(3), 427-440.
- Jeng, D.S., Zhou, X.L., Luo, X.D., Wang, J.H., Zhang, J. and Gao, F.P. (2010). Response of porous seabed to dynamic loadings, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 41(4).
- Kianoto, T. and Mase, H. (1999). Boundary-layer theory for anisotropic seabed response to sea waves, J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean

- Eng., ASCE, 125(4), 187-194.
- Madsen, O.S. (1978). Wave-induced pore pressure and effective stresses in a porous bed, *Geotechnique*, 28, 377-393.
- McDougal, W.G., Tsai, Y.T., Liu, P.L-F. and Clukey, E.C. (1989). Wave-induced pore water pressure accumulation in marine soils, *J. of Offshore Mechanics and Arctic Eng., ASME*, 111(1), 1-11.
- Mei, C.C. and Foda, M.A. (1981). Wave-induced response in a fluid-filled poroelastic solid with a free surface - A boundary layer theory, *Geophysical J. of the Royal Astrological Society*, 66, 597-631.
- Mitsuyasu, H. (1970). On the growth of spectrum of wind-generated waves(2)-spectral shape of wind waves at finite fetch, *Proc. Conf. on Coastal Eng., JSCE*, 1-7 (in Japanese).
- Miyamoto, J., Sassa, S. and Sekiguchi, H. (2004). Progressive solidification of a liquefied sand layer during continued wave loading, *Geotechnique*, 54(10), 617-629.
- Mizutani, N., Mostafa, A.M. and Iwata, K. (1998). Nonlinear regular wave, submerged breakwater and seabed dynamic interaction. *Coastal Engineering*, 33, 177-202.
- Okusa, S. (1985). Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, *Geotechnique*, 32(3), 235-247.
- Ozutsumi, O., Sawada, S., Iai, S., Takeshima, Y., Sugiyama, W. and Shimasu, T. (2002). Effective stress analysis of liquefaction-induced deformation in river dikes, *J. of Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, 22, 1075-1082.
- Sakakiyama, T. and Kajima, R. (1992). Numerical simulation of nonlinear wave interaction with permeable breakwater, In: *Proceedings of the 22nd ICCE, ASCE*, 1517-1530.
- Sassa, S. and Sekiguchi, H. (1999). Analysis of wave-induced liquefaction of beds of sand in centrifuge, *Geotechnique*, 49(5), 621-638.
- Sassa, S. and Sekiguchi, H. (2001). Analysis of wave-induced liquefaction of sand beds, *Geotechnique*, 51(12), 115-126.
- Sassa, S., Sekiguchi, H. and Miyamoto, J. (2001). Analysis of progressive liquefaction as a moving-boundary problem, *Geotechnique*, 51(10), 847-857.
- Sawada, S., Ozutsumi, O. and Iai, S. (2000). Analysis of liquefaction induced residual deformation for two types of quay wall: analysis by "FLIP", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Eng.(Auckland)*, No.2486.
- Seed, H.B. and Rahman, M.S. (1978). Wave-induced pore pressure in relation to ocean floor stability of cohesionless soil, *Marine Geotechnology*, 3(2), 123-150.
- Seed, H.B., Martin, P.O. and Lysmer, J. (1975). The generation and dissipation of pore water pressure during soil liquefaction, Report EERC 75-26, Univ. of California, Berkeley, California.
- Sekiguchi, H., Kita, K. and Okamoto, O. (1995). Response of poro-elastoplastic beds to standing waves, *Soil and Foundations*, 35(3), 31-42.
- Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (2002). *The mechanics of scour in the marine environment*, World Scientific, 536pp.
- Tsai, C.P. and Lee, T.L. (1995). Standing wave induced pore pressures in a porous seabed, *Ocean Engineering*, 22(6), 505-517.
- Yamamoto, T., Koning, H., Sillmeijer, H. and Van Hijum, E. (1978). On the response of a poroelastic bed to water waves, *J. of Fluid Mechanics*, 87, 193-206.
- Yuhi, M. and Ishida, H. (2002). Simplified solution of wave-induced seabed response in anisotropic seabed, *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE*, 128(1), 46-50.